

# Rapport final du projet ANR-RGCU/SIGMA

Application au versant de Ballandaz (Savoie)  
Mémoire

BRGM/RP-57582-FR  
Septembre 2009

**SIGMA**

**SURVEILLANCE DES REGIMES CINEMATiques DES GLISSEMENTS DE  
TERRAIN LENTS ET RECURRENTS EN RELATION AVEC LES CHANGEMENTS  
CLIMATIQUES**



# Rapport final du projet ANR- RGCU/SIGMA

Application au versant de Ballandaz (Savoie)

## Mémoire

**BRGM/RP-57582-FR**  
Septembre 2009

**G.Grandjean (BRGM)**

Avec la collaboration de l'équipe projet SIGMA dont:  
BRGM (J.C.Gourry, A.Bitri)  
LCPC (A.Pouya)  
ECP (A.Modaressi)  
INPG (F.Darve)  
Univ Caen (O.Maquaire)  
CETE Lyon (A.Joseph)  
LGIT (S.Garambois)  
SAGE (P.Devarreux)  
CLS (C.Ortega)

**Vérificateur BRGM:**

Nom :

*SEDAN*  
*Caen*

**Approbateur BRGM:**

Nom :

*H. Modaressi*

**Le système de management de la qualité du BRGM est certifié AFAQ ISO 9001:2000.**



Géosciences pour une Terre durable

**brgm**

**Mots clés** : documentation, système, validation, caractérisation, sol.

En bibliographie, ce rapport sera cité de la façon suivante :

G. Grandjean et al., 2009. Rapport final du projet ANR-RGCU/SIGMA. Application au versant de Ballandaz (Savoie). Mémoire. BRGM/RP-57582-FR, 86 pages.

© BRGM, 2009, ce document ne peut être reproduit en totalité ou en partie sans l'autorisation expresse du BRGM.

# Sommaire

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>11</b>
1.1	PREAMBULE	11
1.2	CONTEXTE	11
1.3	SITUATION ACTUELLE DU MARCHE	13
1.4	RAPPEL DES OBJECTIFS ET PRESENTATION DU PROJET	14
1.4.1	Enjeux scientifiques et techniques	14
1.4.2	Retombées scientifiques et économiques	15
<b>2</b>	<b>Bilan des travaux et résultats obtenus</b>	<b>17</b>
2.1	PRESENTATION DU SITE PILOTE	17
2.1.1	Géologie	18
2.1.2	Météorologie du site	19
2.2	CARACTERISATION DE LA MORPHO-STRUCTURE DU SITE PAR DES METHODES D'IMAGERIE GEOPHYSIQUE COUPLEES	22
2.2.1	Relevés morpho-hydrogéologiques	22
2.2.2	Forages carottés	23
2.2.2.1	Les essais en laboratoire	26
2.2.3	Tomographies géophysiques	28
2.2.3.1	Tomographies électriques	28
2.2.3.2	Tomographies sismiques	32
2.2.3.3	Interprétation combinée	35
2.2.4	Méthode H/V	40
2.2.5	Imagerie en continu	43
2.3	ETUDE PAR MODELISATION GEOMECHANIQUE DE L'IMPACT DES CONDITIONS AUX LIMITES DU SYSTEME EN MOUVEMENT SUR SA DYNAMIQUE	44
2.3.1	Evaluation des modèles et validation	45
2.3.2	Simulations par méthode « éléments finis »	46

2.3.2.1	Travail du second ordre local .....	46
2.3.2.2	Modélisation de la stabilité du bassin versant de Ballandaz .....	48
2.3.2.3	Effets des lois de saturation .....	51
<b>2.4</b>	<b>MISE EN ŒUVRE DES SYSTEMES DE SURVEILLANCE MULTICAPTEURS</b>	<b>53</b>
2.4.1	Surveillance des phénomènes hydriques .....	54
2.4.2	Surveillance des déplacements .....	55
2.4.2.1	Inclinométrie au sein du massif .....	55
2.4.2.2	Déplacements au sein de l'ouvrage .....	55
2.4.3	Faisabilité d'un système de surveillance .....	57
2.4.3.1	Analyse des données et modélisation par un réservoir à vidange exponentielle sur une période pluriannuelle .....	57
2.4.3.2	Analyse et interprétation des données hydrogéologiques et modélisation par un réservoir sur une période courte. ....	64
2.4.3.3	Modélisation par un joint visqueux sur une période courte. ....	70
2.4.3.4	Qualification du modèle et perspectives .....	74
<b>3</b>	<b>Conclusion</b> .....	<b>79</b>
<b>4</b>	<b>References</b> .....	<b>81</b>

## Liste des illustrations

<i>Figure 1 : Structure multidisciplinaire de l'équipe projet SIGMA.....</i>	<i>13</i>
<i>Figure 2 : Diagramme conceptuel des tâches du projet SIGMA.....</i>	<i>15</i>
<i>Figure 3 : Vue 3D (drapage image optique sur MNT) du versant de Ballandaz depuis l'ouest.....</i>	<i>16</i>
<i>Figure 4 : Glissements de terrain de Ballandaz et de Plan Bois.....</i>	<i>17</i>
<i>Figure 5 : Mouvements du sol sous la paroi micro-berlinoise.....</i>	<i>18</i>
<i>Figure 6 : Géologie du versant de Ballandaz.....</i>	<i>19</i>
<i>Figure 7 : Localisation des forages sur le glissement de Ballandaz.....</i>	<i>20</i>
<i>Figure 8 : Positionnement des profils (sismiques et électriques) réalisés par le BRGM sur le glissement de Ballandaz.....</i>	<i>20</i>
<i>Figure 9 : Coupe synthétique du pied de versant au niveau de l'ouvrage.....</i>	<i>21</i>
<i>Figure 10 : Carottes reconstituées après forage du sondage SC1.....</i>	<i>23</i>
<i>Figure 11 : Carte des résistivités de l'eau de source et carte hydrogéologique du secteur de Ballandaz.....</i>	<i>24</i>
<i>Figure 12 : Description géologique de SC1, profond de 45 m.....</i>	<i>25</i>
<i>Figure 13 : Essai triaxial CU+u - courbes de consolidation isotrope à 50 kPa (rouge) et 200 kPa (bleu).....</i>	<i>27</i>
<i>Figure 14 : Essai triaxial CU+u - courbes de contraintes-déformations à 50kPa (rouge) et 200 kPa (bleu).....</i>	<i>27</i>
<i>Figure 15 : Coupe de résistivité électrique pour le profil P17, réalisé avec le dispositif gradient.....</i>	<i>29</i>
<i>Figure 16 : Coupe de résistivité électrique pour le profil P17, réalisé avec le dispositif gradient. Zoom sur la zone active du glissement de terrain.....</i>	<i>30</i>
<i>Figure 17 : Coupe de résistivité électrique pour le profil P18 ; réalisée avec le dispositif gradient.....</i>	<i>30</i>
<i>Figure 18 : Coupe de résistivité électrique pour le profil P18 ; réalisée avec le dispositif pôle-dipôle.....</i>	<i>31</i>
<i>Figure 19 : Coupe de résistivité électrique pour le profil P19 ; réalisée avec le dispositif gradient.....</i>	<i>31</i>
<i>Figure 20 : Coupe de résistivité électrique pour le profil P19 ; réalisée avec le dispositif pôle-dipôle.....</i>	<i>32</i>
<i>Figure 21 : Exemples d'ajustement pour le profil P17 après les 30 itérations.....</i>	<i>32</i>
<i>Figure 22 : Coupe sismique du profil P17.....</i>	<i>33</i>
<i>Figure 23 : Coupe sismique du profil P18.....</i>	<i>34</i>
<i>Figure 24 : Coupe sismique du profil P19.....</i>	<i>34</i>

<i>Figure 25 : Interprétation combinée du profil P18 ; a) profil électrique (pôle-dipôle) ; b) profil sismique</i> .....	35
<i>Figure 26 : Interprétation combinée du profil P19 ; a) profil sismique ; b) profil électrique (pôle-dipôle)</i> .....	36
<i>Figure 27 : Représentation 3D des profils P18 et P19 en électrique (dispositif pôle-dipôle)</i> .....	38
<i>Figure 28 : Représentation 3D des profils P18 et P19 en sismique</i> .....	38
<i>Figure 29 : Modélisation de la surface de glissement à partir de sismique (haut), des profils d'électrique (bas) et des mesures inclinométriques, et représentation 3D des profils sismiques P18 et P19.</i> .....	39
<i>Figure 30 : Tracé des 2 profils d'étude du bruit de fond</i> .....	40
<i>Figure 31 : Evolution de l'amplitude du rapport H/V en fonction de la fréquence. Les courbes en couleur sont associées à la fenêtre correspondante. L'amplitude moyenne et la déviation standard sont représentées respectivement en trait noir plein et en pointillés.</i> .....	41
<i>Figure 32 : Evolution de l'amplitude du rapport H/V en fonction de l'angle entre composante horizontales. Le maximum est obtenu vers 120 ° qui correspond à la direction principale du glissement.</i> .....	42
<i>Figure 33 : Différentiel de signaux PS entre deux saisons</i> .....	44
<i>Figure 34 : Cônes d'instabilités obtenus avec la modèle octo-linéaire de Darve</i> .....	47
<i>Figure 35 : Calibration du modèle élasto-plastique Plasol sur les essais non drainés in-situ (<math>E=15</math> MPa, <math>\nu=0.2</math>, <math>C=9</math> kPa, <math>\varphi=28^\circ</math>, <math>\psi=5^\circ</math>)</i> .....	48
<i>Figure 36 : Courbe de rétention d'eau retenue pour le calcul (<math>k_0=3.3 \cdot 10^{-14}</math> m<sup>2</sup>)</i> .....	49
<i>Figure 37 : Géométrie et maillage du site</i> .....	49
<i>Figure 38 : Evolution des isovaleurs du travail du second ordre local normalisé avec le niveau d'eau dans le massif.</i> .....	50
<i>Figure 39 : Géométrie considérée et maillage utilisé et distribution du déplacement horizontal induit dans la pente après 4h de pluie</i> .....	51
<i>Figure 40 : Evolution en fonction du temps du degré de saturation et de la pression interstitielle au centre de la pente.</i> .....	52
<i>Figure 41 : Effet sur le déplacement induit dans la pente de a) la valeur de la perméabilité saturé du sol et b) de la courbe de rétention du sol.</i> .....	53
<i>Figure 42 : Effet de la position initial de la nappe phréatique sur le déplacement induit dans la pente.</i> .....	53
<i>Figure 43 : Station météo, station d'acquisition Campbell installée sur le site permettant des acquisitions à distance en continue via des interrogations GSM, et activités de forage</i> .....	54
<i>Figure 44 : Exemple de suivi météorologique réalisé à distance</i> .....	54
<i>Figure 45 : Ecartement dans le temps du longrine L10/L11</i> .....	56
<i>Figure 46 : SHOB 17</i> .....	56
<i>Figure 47 : Position des capteurs (Pt), des inclinomètres (I) et des piézomètres (Pz).</i> .....	58

<i>Figure 48 : Cumul pluie + neige fondue à Bozel et déplacement de I4 en tête (x5).....</i>	<i>58</i>
<i>Figure 49 :Relevés de quelques piézomètres.....</i>	<i>59</i>
<i>Figure 50 : Ecart temporel entre deux mesures sur les capteurs et les piézomètres.....</i>	<i>60</i>
<i>Figure 51 : Evolution de la vitesse des différents capteurs et inclinomètres d'après les déplacements D au point Pt mesurés. ....</i>	<i>61</i>
<i>Figure 52 :Vitesses V au point Pt moyennées et ramenées à la valeur positive (2<sup>nd</sup> cas). ....</i>	<i>62</i>
<i>Figure 53 : Comparaison de la vitesse du glissement au Pt 108 et du modèle analytique. ....</i>	<i>62</i>
<i>Figure 54 :Comparaison entre la vitesse d'après l'inclinomètre I4 et le modèle analytique. ....</i>	<i>63</i>
<i>Figure 55 : Teneur en eau volumique TDR 1 (-0,90 m) et TDR 2 (-1,90 m) comparée aux apports en eau (mm). ....</i>	<i>66</i>
<i>Figure 56 : Mesure de teneur en eau volumique et mesure piézométrique. ....</i>	<i>67</i>
<i>Figure 57 : Mesures déterminées par les relevés des inclinomètres : valeurs moyennes nocturnes.....</i>	<i>68</i>
<i>Figure 58 : Résultat de simulation avec le modèle de vidange exponentielle : coefficients divisés par 106 ; Ho = 0,1 mm ; Vo = 10-4 mm/jour ; lissage au jour N-3. (cf. tableau ci-dessous). ....</i>	<i>69</i>
<i>Figure 59 : Représentation du modèle mécanique (rouge) avec les apports neige ou pluie (bleu nuit) et la vitesse de déplacement mesurée (cyan).....</i>	<i>72</i>
<i>Figure 60 : Représentation du modèle mécanique (rouge) avec les apports totaux en eau (bleu nuit) et la vitesse de déplacement inclino. mesurée. ....</i>	<i>73</i>
<i>Figure 61 : Coupe schématique de la masse instable définie par sa surface de glissement et sa surface piézométrique.....</i>	<i>76</i>
<i>Figure 62 : Comparaison entre vitesse de glissement (d'après inclinomètre I4) et vitesse calculée d'après le niveau piézométrique (Pz9, Pz4). ....</i>	<i>76</i>

## **Liste des tables**

<i>Table 1 : Propriétés de résistance du sol naturel .....</i>	<i>28</i>
<i>Table 2 : Propriétés de résistance du sol reconstitué.....</i>	<i>28</i>
<i>Table 3 : Récapitulatif du nombre d'itérations et des erreurs RMS pour chaque profil .....</i>	<i>29</i>
<i>Table 4 : Récapitulatif du nombre d'itérations réalisées et du facteur de blanchiment appliqué pour chaque profil.....</i>	<i>33</i>



# 1 Introduction

## 1.1 PREAMBULE

Ce rapport constitue un bilan des activités de recherche menées dans le cadre du projet ANR-PGCU/SIGMA.

La présente étude répond aux objectifs de l'appel à propositions du Programme Génie Civil et Urbain (PGCU) ayant pour cadre général : *Environnement et Développement Durable en Génie Civil et Systèmes Urbains*. Plus particulièrement, elle s'inscrit dans le thème générique des risques gravitaires. Le sujet vise à étudier la mise en application des méthodes de caractérisation par métrologie *in situ*, le développement de codes numériques dédiés aux simulations géomécaniques et la faisabilité opérationnelle d'outils de surveillance. Le contexte d'étude est celui d'un glissement de terrain en domaine montagneux, péri-urbain et dont l'activité a un impact sur des infrastructures routières et industrielles.

## 1.2 CONTEXTE

Les enjeux associés aux risques naturels, en particuliers ceux liés aux mouvements de terrain, ont récemment motivé l'apparition d'un grand nombre de sujets de recherche, depuis la quantification d'un aléa (occurrence spatiale, occurrence temporelle, intensité du phénomène) jusqu'à la définition de scénarios de crises. Devant la complexité de ces problèmes, leur étendue en matière de technicité et de moyen, la réponse de la communauté scientifique a pris la forme d'actions concertées où le point fédérateur est un site d'étude. C'est dans cette perspective que le groupement BRGM a proposé la mise en place d'un projet de recherche et de développement intégrateur autour d'un site pilote offrant à la fois une problématique scientifique complexe, un contexte intéressant pour la mise en application, et des enjeux sociétaux.

Depuis plusieurs années, des versants caractéristiques de mouvements gravitaires ont été étudiés par la communauté scientifique, notamment dans le cadre de l'ACI « Prévention des catastrophes naturelles ». Le BRGM a d'ailleurs été partie prenante dans quelques uns de ces projets. Les plus connus des sites Français sont des glissements alpins comme le glissement rocheux de « La Clapière », ou le glissement-coulée de « Super-Sauze ». Chacun d'eux proposent un cadre structural, tectonique et cinématique différent, ce qui a poussé dernièrement l'ACI à fédérer des équipes de chercheurs sur chacun des sites, ces derniers étant gérés par des animateurs propres dans le cadre du projet ACI-SAMOA (Surveillance et Auscultation de Mouvements Gravitaires Alpains, 2002-2004).

En sus des projets INTERREG (Vallée de la Roya, Haute Vallée Alpine Franco-Italienne), de nombreuses actions internationales, notamment en Italie, ont vu le jour sur cette thématique (SLAM : Service for Landslide Monitoring ; LEWIS : Landslide

Early-Warning Integrated System). L'expérience récente de l'ICL (International Consortium on Landslides) créé au Symposium de Kyoto en 2002 a démontré l'intérêt de coordonner les équipes de recherche à un niveau international afin de promouvoir des programmes multidisciplinaires cohérents au travers d'actions nationales. Cette motivation va dans le sens de combler certains besoins en matière de gestion des instabilités gravitaires, comme cela a été exprimé en 2004 dans le rapport IGOS (Integrated Global Observing Strategy).

Ces besoins, distribués dans les deux catégories « gestion de crise » et « remédiation » s'expriment par un manque d'outils de surveillance validés, d'outils de simulations de scénarios réalistes, et d'acquisition de données adaptées dans le temps. Ce manque peut s'expliquer par la diversité des approches et des méthodologies mise en œuvre par la communauté scientifique travaillant sur le risque gravitaire, principalement due à la variété des contextes géologiques, de la complexité des mécanismes (rupture, glissement, coulée), de l'hétérogénéité des facteurs de déclenchement (anthropique, hydrologique, sismique) ou de la diversité du tissu décisionnel (local, régional, national). La communauté scientifique du risque gravitaire a néanmoins la volonté de se structurer sur le long-terme (à la suite du projet ACI SAMOA) en répondant en particulier à des appels d'offres de manière coordonnée. Ce projet de recherche rentre dans cette philosophie, tout en présentant sa spécificité.

***Par rapport à toutes les actions menées dans le cadre des projets de recherche nationaux, SIGMA vise en priorité à transférer les savoir-faires acquis dans le cadre des programmes de recherche nationaux vers les mises en application techniques répondant aux besoins des utilisateurs.***

Dans le cadre, la structuration des équipes compétentes doit se former autour d'un site présentant un contexte générique et favorisant l'utilisation d'outils (investigation, modélisation) communs. Dans cette logique, le consortium BRGM a fédéré ses travaux de recherche en matière de mouvements gravitaires autour du site de Ballandaz (Commune du Planay, Savoie). Ce dernier se situe dans un contexte alpin, bien représenté en Europe, où le principal facteur de contrôle de la dynamique du glissement est d'origine météorique. Le projet SIGMA a aussi l'ambition de favoriser les collaborations extérieures grâce au réseau déjà établi entre le BRGM et les autres organismes français, partenaires du projet. La coordination avec les autorités locales, notamment avec le Conseil Général de Savoie, sera assurée par le biais du Service Géologique Régional. Ces administrations ont d'ailleurs été intégrées dans la structure décisionnaire du projet afin de préserver le contact avec la société civile. Ce panel de collaborations nous a permis d'assurer la complémentarité des compétences au niveau des tâches techniques, de vérifier les apports mutuels entre recherche, développement et besoins, de fédérer les efforts de la communauté scientifique par la mise en commun des moyens (Figure 1).

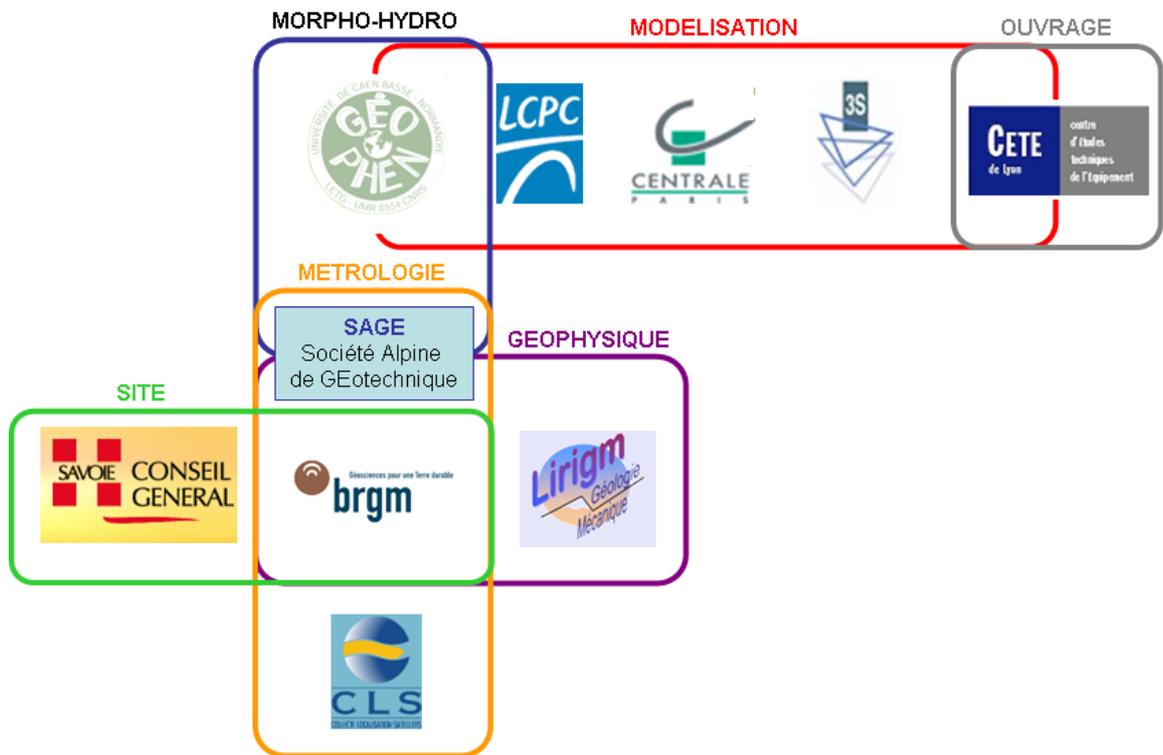


Figure 1 : Structure multidisciplinaire de l'équipe projet SIGMA.

### 1.3 SITUATION ACTUELLE DU MARCHÉ

Actuellement, l'anticipation opérationnelle des risques liés aux glissements de terrain se compose en deux types de démarches :

- l'élaboration de cartes d'aléa fondées sur des informations *a priori* relatives à la situation géologique, topographique, climatologique moyenne des versants ;
- L'instrumentation de sites déjà actifs de façon à mesurer en continu certains paramètres physiques du versant, principalement liés à l'hydrologie et aux déformations.

Les méthodes mises en œuvre couramment dans le cadre de ces démarches souffrent actuellement d'un écart de technicité par rapport aux développements réalisés ces dernières années par les équipes de chercheurs, notamment sur les points suivants :

1. le calcul de l'aléa n'intègre pas forcément les caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géomécaniques du versant qui apparaît alors comme un cas particulier et limité au sein d'une carte, souvent réalisée à l'échelle de la vallée. Les phénomènes fonctionnels locaux peuvent alors être écartés du diagnostic. L'étude intégrée d'un versant, prenant en compte toutes ces caractéristiques, devrait être un point essentiel dans la compréhension globale du glissement. Cela nécessite de tester et valider dans un cadre opérationnel

des techniques de caractérisation des versants menant à la compréhension des phénomènes fonctionnels ;

2. L'instrumentation des sites connus comme actifs se limite en général à l'implantation de forages et à des relevés de mesures piézométriques et inclinométriques. Pourtant, d'autres capteurs apportant des informations complémentaires existent, comme par exemple des électrodes de polarisation spontanée (PS), sensibles aux écoulements hydriques. Des centrales d'acquisition capables de communiquer de façon autonome sont aussi de bonnes solutions, en particulier pour estimer leur résistance de fonctionnement en période post-hivernale : le moment où l'eau de fonte active la déformation sans que pour autant le site soit accessible pour des relevés manuels ;

La façon d'utiliser « l'information capteur » peut aussi être améliorée dans la mesure où des modèles géomécaniques simplifiés mais calibrés sont capables d'étudier les changements de régimes cinématiques, donnant ainsi accès à l'évolution des phénomènes de déformation.

## **1.4 RAPPEL DES OBJECTIFS ET PRESENTATION DU PROJET**

### **1.4.1 Enjeux scientifiques et techniques**

La compréhension des phénomènes liés aux glissements de terrain passe en premier lieu par la détermination des structures internes impliquées, la caractérisation des grands ensembles litho/hydrologiques et l'inventaire des conditions aux limites, essentiellement de nature climatique. Le projet SIGMA a donc pour objectif d'utiliser les connaissances acquises récemment en matière de caractérisation, d'investigation et de surveillance pour développer une application intégrée sur un site-pilote unique. Pour cela, les données géomorphologiques, morpho-structurales, géophysiques, géotechniques et les conditions aux limites permettent de définir une schématisation conceptuelle du fonctionnement du versant. Cette dernière, sert ensuite à construire les modèles aux simulations géomécaniques afin d'estimer les seuils (climatique, hydromécanique) de déclenchement des instabilités. L'autre finalité de ce projet consiste à mettre en œuvre des systèmes de surveillance multicapteurs adaptés aux caractéristiques du mouvement (meilleur critère permettant d'anticiper une accélération).

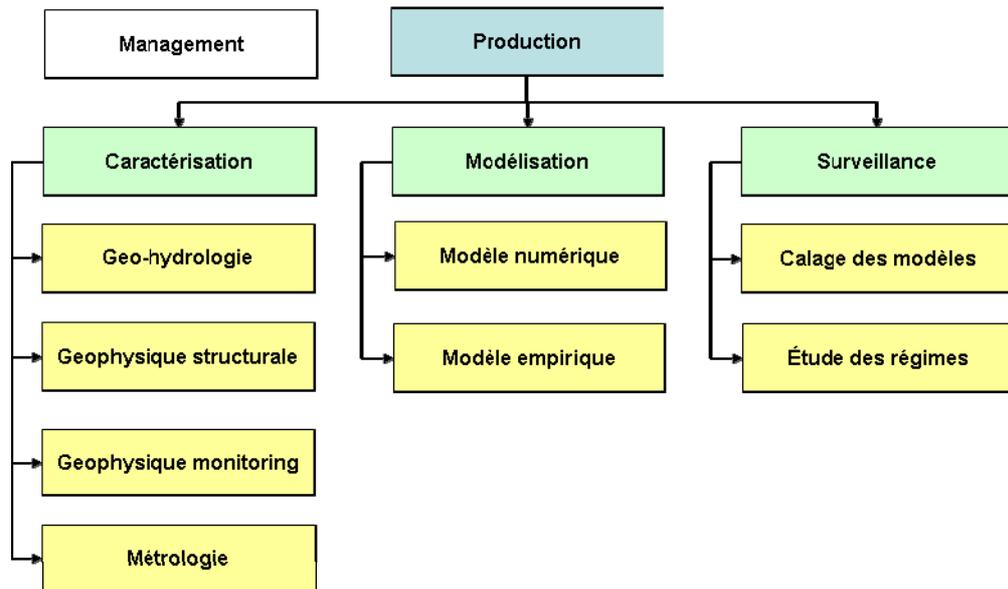


Figure 2 : Diagramme conceptuel des tâches du projet SIGMA.

Le programme de recherche est bâti sur 3 axes (Figure 2), chacun ayant pour objectif de développer un cadre méthodologique répondant aux problèmes précités. L'axe 1 concerne la caractérisation morpho-structurale du site par méthodes d'imagerie géophysique couplées validées par des données *in situ*; l'axe 2 a pour but d'étudier par modélisation géomécanique les mécanismes de déformation et l'impact des conditions aux limites du système en mouvement sur le mouvement lui-même ; l'axe 3 est dédié à la surveillance du site par le biais de divers capteurs et à la faisabilité d'un système centralisé. Ce dernier assure la surveillance des régimes de déformation, mais reste dépourvu de dispositif d'alerte, cette dernière problématique dépassant le cadre scientifique et technique.

#### 1.4.2 Retombées scientifiques et économiques

Les résultats qui sont visés dans le cadre du projet permettent d'identifier les avancées potentielles suivantes:

- La description du schéma de déformation du système gravitaire sous l'influence des transferts hydriques saisonniers : l'étude intégrée devra mettre en cohérence un grand nombre de données diverses et complémentaires (géophysique, forages, cartographie, modélisation, etc) afin de déboucher sur des diagnostics plus contraints ;
- Une meilleure connaissance et compréhension des mécanismes qui contrôlent les régimes de mouvement : les mouvements associés au glissement sont en principe contrôlés par plusieurs facteurs : le forçage hydrique (pluies et fontes), le système d'écoulement dans la zone altérée de surface et la géométrie du massif en pied de versant. D'un point de vue plus économique, l'étude devrait amener des informations permettant une diminution des instabilités (la mise en place d'un

drainage superficiel en partie aval, et à terme, confortement de l'ouvrage situé dans la partie active du glissement) ;

- Grâce aux outils de simulation développés, l'étude de l'impact d'un changement climatique (accélération de la fonte glaciaire, accentuation des fréquences pluviales) sur les régimes de mouvement peut être analysé ; les simulations s'attacheront si possible à prévoir les déformations limites en fonction des prévisions climatiques à long terme ;
- La mise en place et la validation de la stratégie de surveillance seront étudiées afin de valider la faisabilité opérationnelle du système : monitoring PS, piézométrie, inclinométrie.



*Figure 3 : Vue 3D (drapage image optique sur MNT) du versant de Ballandaz depuis l'ouest*

## 2 Bilan des travaux et résultats obtenus

La présente section fait un bilan des travaux et des résultats obtenus pour les trois axes du projet en détaillant les tâches qui les composent. Une présentation du site est donnée en préambule.

### 2.1 PRESENTATION DU SITE PILOTE

Le versant de Ballandaz (Commune du Planay, Savoie, France ; Figure 4) est connu depuis le début du XXe siècle. Des archives rapportent que des travaux de drainage avaient été réalisés au niveau du glissement actuel de Ballandaz. A l'époque le glissement de terrain était déjà actif. Après ces travaux, aucun évènement ne sera recensé sur le site durant plusieurs décennies. Mais en 1993, le glissement semble se remettre en marche car quelques signes de mouvement sont observés.



Figure 4 : Glissements de terrain de Ballandaz et de Plan Bois

Le glissement se réactive en 1996, avec des coulées qui atteignent le Doron-de-Pralognan, torrent situé en aval de la D915. En 2000, le glissement de Ballandaz s'accélère brutalement et entraîne l'effondrement de la chaussée sur une centaine de mètres. D'importants travaux de stabilisation sont entrepris et donnent lieu à

l'édification d'une paroi micro-berloise fondée sur des pieux de 12 m de profondeur, et ancrée au terrain par des tirants subhorizontaux de 15 m.

Malgré cet ouvrage, le suivi inclinométrique du site en 2003 montrait que 2 surfaces de glissement restaient actives, l'une à 8 m de profondeur, l'autre à 14 m de profondeur, c'est-à-dire en dessous de la pointe des micropieux. Ce phénomène entraîne un déchaussement progressif des têtes de micropieux et menace la pérennité de l'ouvrage (Figure 5).



*Figure 5 : Mouvements du sol sous la paroi micro-berloise*

Le glissement de terrain de Plan-Bois, visible aussi sur la photo (Figure 4), est connu lui depuis une trentaine d'années. Il mesure environ 750 mètres de long et de 80 mètres de large.

### **2.1.1 Géologie**

Le versant de Ballandaz est situé dans une zone géologique complexe (Figure 6), caractérisée par un contact tectonique sur semelle gypseuse. On retrouve ce contexte géologique sur de nombreux versants de la vallée, expliquant en partie les glissements de terrain affectant la région.

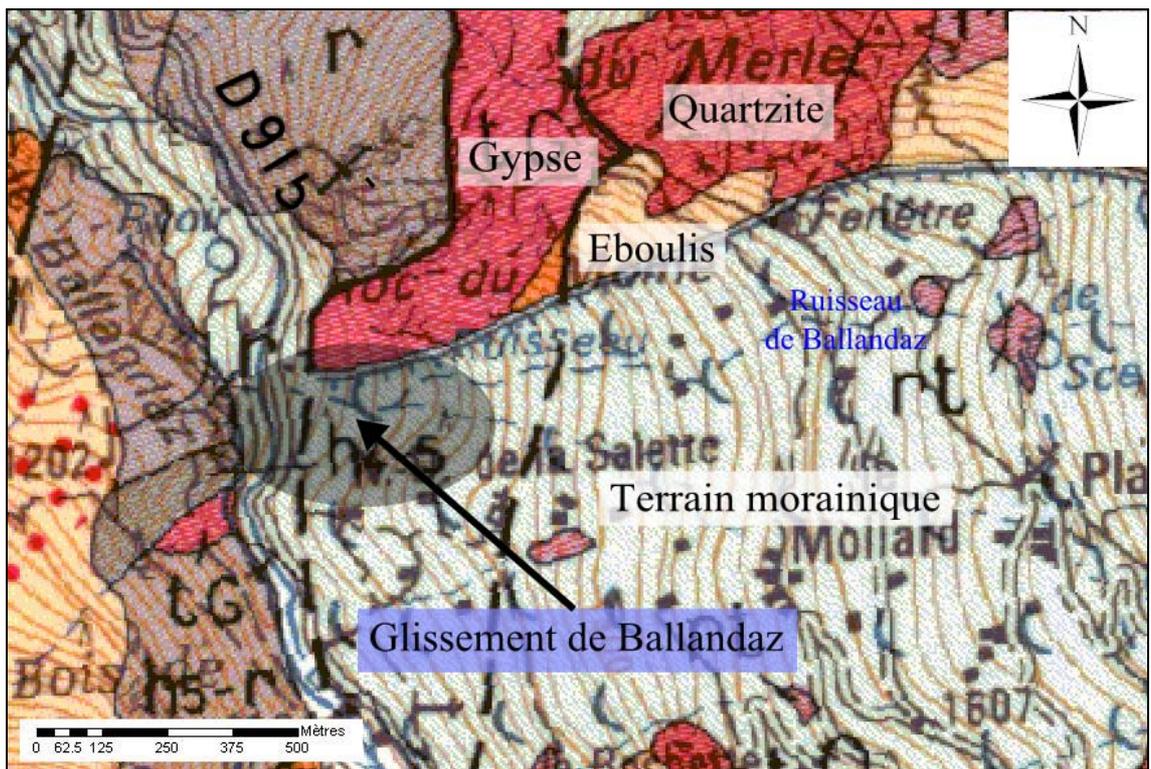


Figure 6 : Géologie du versant de Ballandaz. Le glissement est représenté en gris.

Sur le versant étudié, le substratum rocheux est constitué de schistes sériciteux, de quartzites, de cargneules, de schistes, et de gypse dans la partie basse du versant. Ce substratum est recouvert par une couverture morainique d'aspect morphologique et lithologique très hétérogène, et dont on ignore l'épaisseur.

Bien que le glissement de Ballandaz se situe en aval d'un important affleurement de gypse, ce dernier n'a jamais été clairement mis en évidence au sein du glissement. On notera la présence d'un autre affleurement de gypse au sud-ouest du glissement, sur l'autre versant.

### 2.1.2 Métrologie du site

Depuis 1996 de nombreuses études ont été menées sur le site de Ballandaz. Des travaux ont été entrepris au niveau de la route, des sondages ont été réalisés. L'installation de piézomètres et d'inclinomètres dans certains forages – avant et durant l'étude – ont permis une surveillance en continu du site.

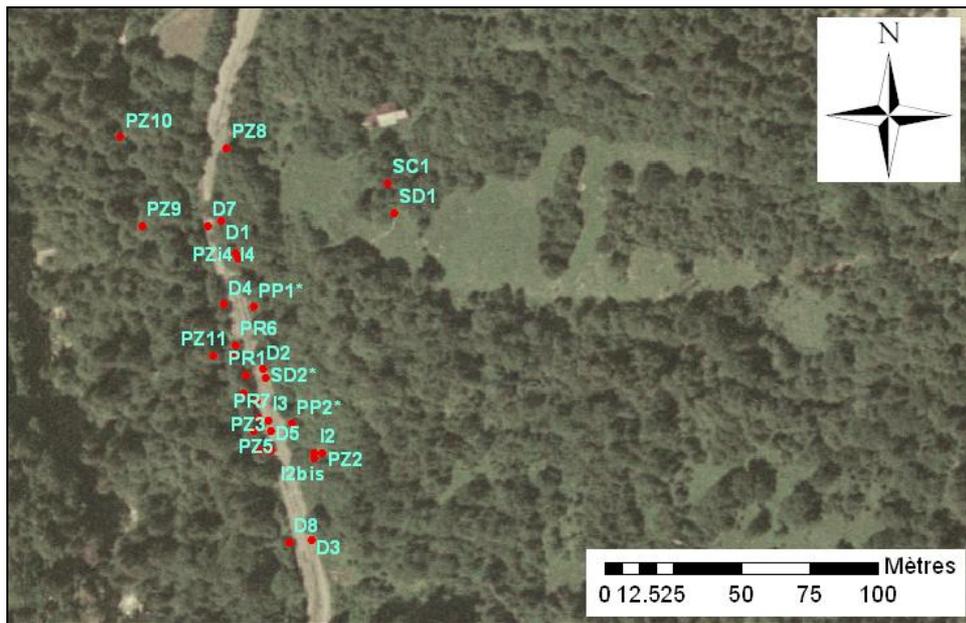


Figure 7 : Localisation des forages sur le glissement de Ballandaz

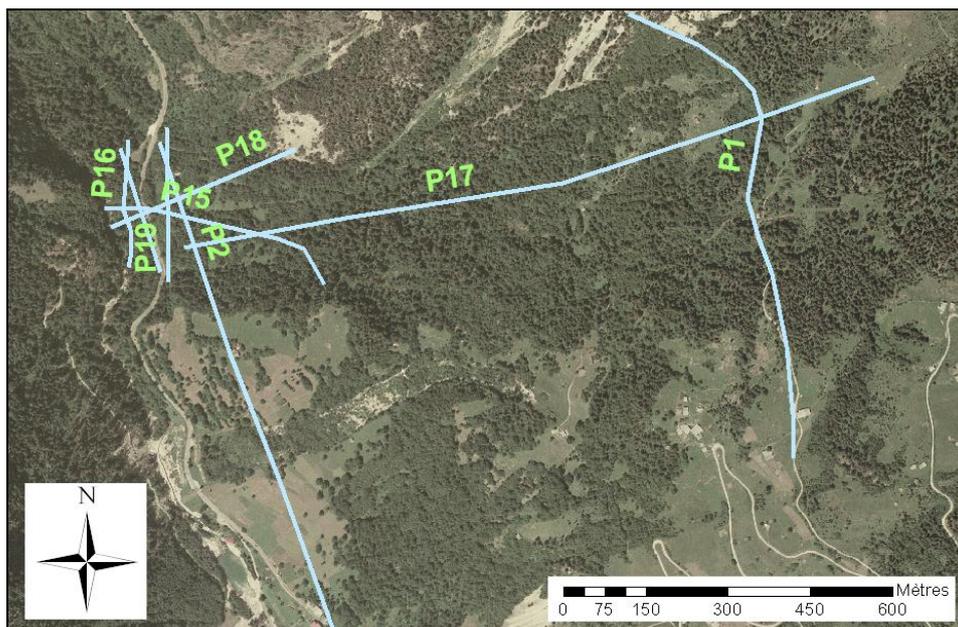


Figure 8 : Positionnement des profils (sismiques et électriques) réalisés par le BRGM sur le glissement de Ballandaz

Dans la suite du rapport, nous focalisons l'analyse structurale sur les profils P17, P18 et P19. L'interprétation des profils P18 et P19 sera plus approfondie.

Parmi les nombreux forages réalisés sur le site de Ballandaz (Figure 7), certains sont situés à proximité des profils étudiés ici. Le forage SC1 par exemple (Figure 12), situé non loin des profils P18 et P19, est un forage carotté qui a été réalisé au cours de l'année 2006 par la société SAF, installée à Autun (71).

D'autres sondages intéressants pour notre étude, comme les sondages D3 et D4, sont aussi disponibles. Dans l'ensemble, ces sondages permettent seulement d'identifier un amalgame d'éboulis et de blocs de schiste, de micaschiste (forage SC1) ou de quartzite (forages D3 et D4) pris dans une matrice sablo-argileuse.

Notons qu'aucun des forages, ni même le forage SC1 profond de 45 mètres, ne recoupe le substratum géologique. Dans la suite de l'étude cependant, nous nommerons « bedrock » ou *corps mort* la profondeur à laquelle on observe des vitesses d'onde P élevées, pouvant traduire une très faible porosité.

Actuellement, la surveillance inclinométrique du glissement de Ballandaz est réalisée par ADRGT (Association pour le Développement des Recherches sur les Glissements de Terrain). Cette surveillance est basée sur 3 inclinomètres : I2bis, I3 et I4. Environ 8 mesures sont réalisées chaque année. I2bis et I4 ont été mis en place début 2003, alors que I3 avait été mis en place en 2000/2001. I2bis remplace l'inclinomètre I2 qui avait été cisailé en 2002 (Figure 9).

- L'inclinomètre I3 a permis la mise en évidence de la surface de glissement principale, à 15 m de profondeur par rapport à la chaussée actuelle. Une autre surface de glissement a été repérée vers 8 m de profondeur : elle correspond aux mouvements de déformation actifs de la partie aval de la chaussée.
- I2bis a mis en évidence une surface de glissement localisée vers 13/14 m de profondeur. Il s'agit de la même profondeur qui avait été détectée par l'ancien inclinomètre I2.
- Enfin, l'inclinomètre I4, situé en rive droite de l'ouvrage hydraulique a permis d'identifier une surface de glissement à 23 m de profondeur environ. I4 est localisé en bordure de route, côté amont. Par rapport aux autres inclinomètres (I2bis notamment), la profondeur de la surface de glissement augmente en direction de Bozel (Nord). Cet inclinomètre montre des déplacements similaires à ceux d'I2bis.

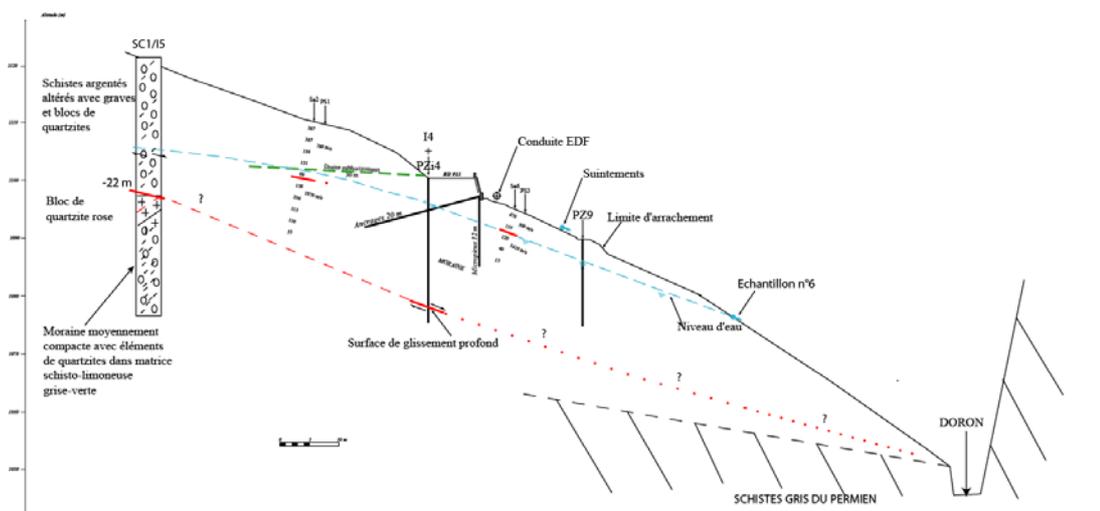


Figure 9 : Coupe synthétique du pied de versant au niveau de l'ouvrage.

## 2.2 CARACTERISATION DE LA MORPHO-STRUCTURE DU SITE PAR DES METHODES D'IMAGERIE GEOPHYSIQUE COUPLEES

Les études récentes montrent que les deux composantes importantes permettant de caractériser un site soumis à des mouvements gravitaires sont (i) la nature litho-pétrophysique, géotechnique et hydrodynamique des matériaux, et (ii) les écoulements hydriques (Brunsden et al., 1996 ; Kimber et al., 1998 ; Malet et al., 2005). Chacune de ces composantes doit donc être étudiée et cartographiée en 2D (voire 3D si nécessaire) par des méthodes d'observations terrain (géomorphologiques et hydrogéologiques), des mesures géophysiques, elles-mêmes contraintes par des données de calage (relevés topographique, forages géotechniques, suivi météorologique). Les sections suivantes passent en revue les résultats obtenus dans la caractérisation du massif permettant d'accéder à ces informations.

### 2.2.1 Relevés morpho-hydrogéologiques

Les études géomorphologiques (Maquaire et al., 2001 ; 2003) offrent un moyen d'appréhender les zones où les conditions de terrain favorisent la déformation gravitaire (affaissements, arbres inclinés, etc). Ces informations peuvent ensuite être mises en corrélation avec les structures profondes majeures du versant déterminées par méthodes géophysiques telles que la tomographie sismique (Grandjean and Sage, 2004), les ondes de surface et panneaux électriques (Meric et al., 2004). Les travaux liés à ces méthodes d'imagerie consistent à développer des protocoles d'interprétation couplés (Grandjean et al., 2006) électrique – sismique, voire à utiliser la fusion de ces données par des modèles probabilistes et possibilistes. De cette façon, l'interprétation est réalisée à partir d'une image unique contenant les critères géomécaniques clés (Grandjean et al., 2007).

En ce qui concerne l'étude géomorphologique et hydrique, une série de 14 clichés IGN datés de 1948, 1972, 1982, 1990, 1996 et 2001 a été acquise et une pré-analyse géomorphologique a été effectuée. Ce travail a été complété par une mission terrain de cartographie des sites de Ballandaz et de Plan-Bois en 2006-2007 afin de produire une carte géomorphologique et hydrogéologique. Ces cartes à l'échelle du 1/10 000<sup>ème</sup> du versant – avec des focus au 1/5 000<sup>ème</sup> et 1/2 000<sup>ème</sup> pour les sites de Ballandaz et de Plan-Bois – permettent de bien mettre en évidence l'activité (ou l'absence d'activité !) des différents secteurs repérés (actif, dormant et relict) sur la base des indices d'instabilité observés et de la morphologie caractéristique (fissures, escarpements, contre-pentes, etc. ; Lagadec et Brel, 2007). Les écoulements pérennes ou intermittents, zones de sagnes, etc. sont également clairement indiqués (cf. carte hydrogéologique).

Les nombreuses pertes et résurgences observées, ainsi que les traces de mouvements observées, permettent de penser que le massif est décomposé en deux parties :

- une partie amont, peu déformée, agissant comme un réceptacle hydrique et acheminant les écoulements jusque dans la partie aval par des circulations d'eau dans la zone altérée ;

- une partie aval, soumise à des remontées de nappe dues aux apports d'eau provenant de l'amont et siège de nombreux mouvements, particulièrement en pied de versant.

L'étude des propriétés physico-chimiques de l'eau de source fait apparaître une décroissance de la résistivité électrique de l'amont vers l'aval, ce qui indique un chargement progressif en ions de l'eau durant son transit gravitaire dans les terrains de surface. D'autre part, l'étude des concentrations en ions majeurs le long d'un profil amont-aval montre une augmentation importante en ions Ca, Na et Sulfates en aval de la route. L'hypothèse avancée actuellement supposerait la présence d'une lentille de gypse au pied du piton de Notre-Dame de la Salette (en amont de la route) qui enrichirait l'eau de surface en ions  $\text{CaSO}_4$  par dissolution (Figure 11a).

## 2.2.2 Forages carottés

En plus des forages peu profonds existants, un total de 4 forages (SC1 à 4) a été réalisé afin d'étudier les matériaux constituant le massif (description lithologique et essais géomécaniques) et de placer des capteurs inclinométriques et piézométriques. Les forages ont été réalisés en diamètre 115 mm, à l'eau ; le taux de récupération est médiocre, du à une dureté variable des terrains (Gourry, 2006).

De façon générale les matériaux composant le massif sont constitués d'une alternance de blocs multiformes de schericitoschistes noyés dans une matrice sablo-argileuse à gravillons. Pour les 4 forages, on notera que cette alternance est présente depuis la surface jusqu'en fond de trou, environ 45 m (Figure 10 et Figure 12).

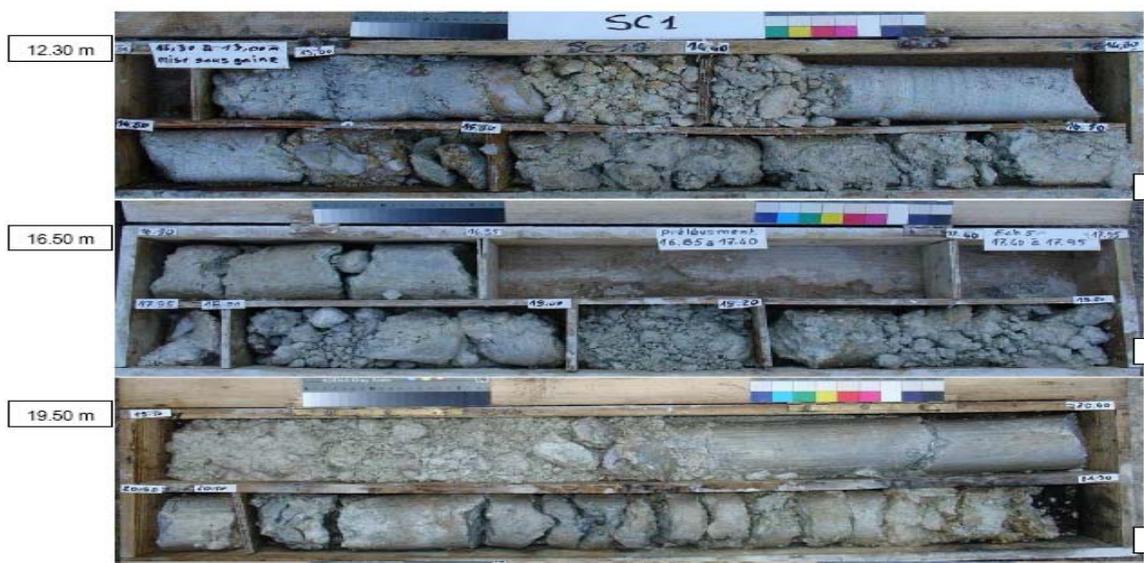
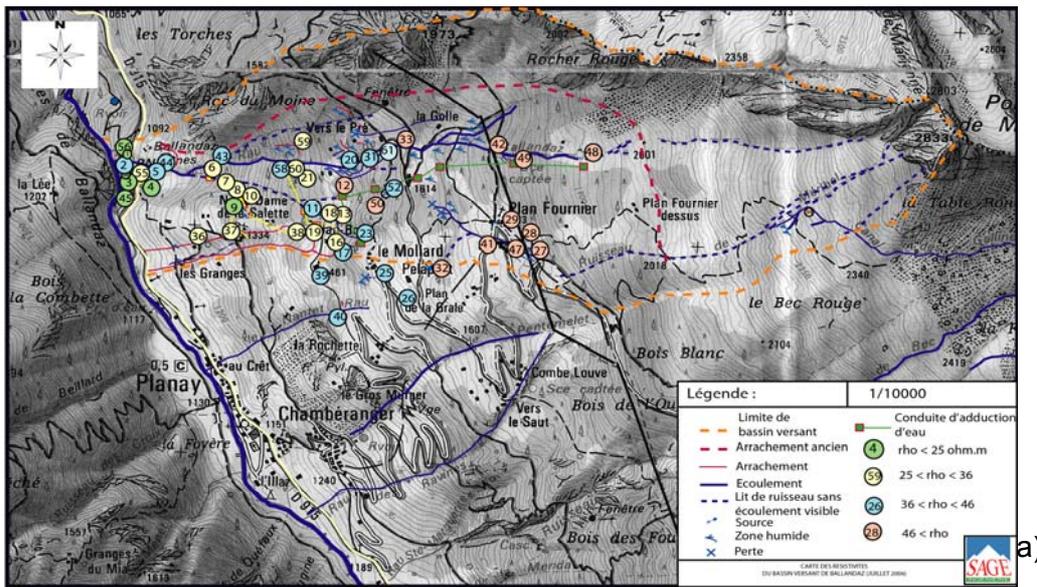
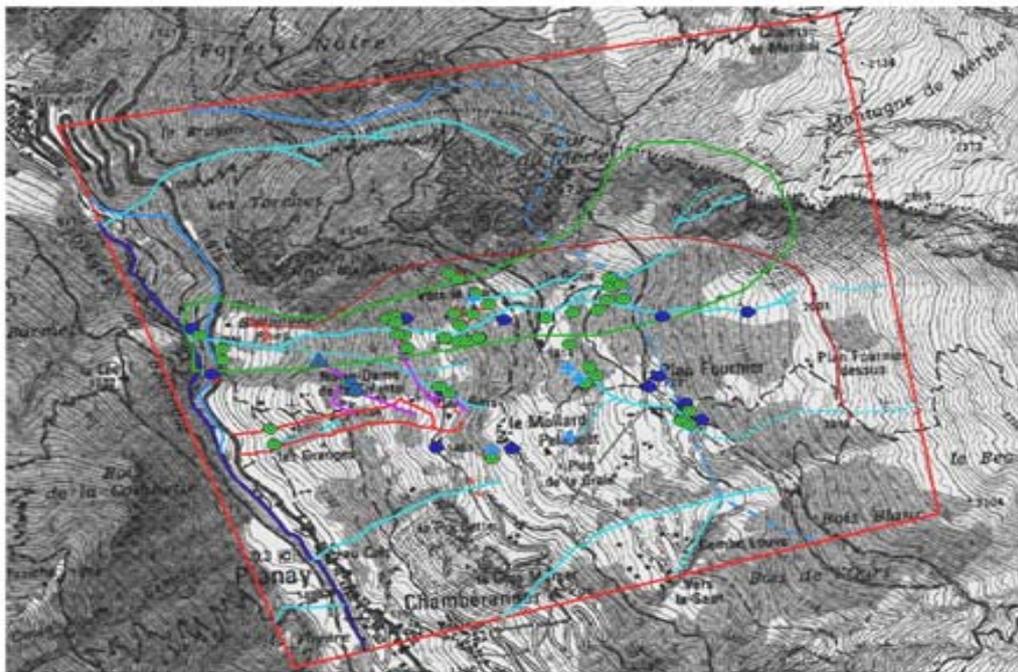


Figure 10 : Carottes reconstituées après forage du sondage SC1



a)



Réalisation : BREL R., LAGADEC C.  
Source : SAGE, 2006

b)

Figure 11 : Carte des résistivité de l'eau de source et carte hydrogéologique du secteur de Ballandaz.

Profondeur (m)	Géol	Récup (%)	Perméa. (m/s)	Prélèvement	Description
5.0	* * *	[Bar chart]	6.00E-007		Cailloutis et terre végétale
					Bloc de micaschiste à chlorite
10.0	[Dotted pattern]	[Bar chart]	6.00E-007		Gravillons de schistes dans matrice argileuse
					Bloc de micaschiste à chlorite
15.0	[Dotted pattern]	[Bar chart]	3.00E-005	P	Gravillons de schistes dans matrice plus argileuse
					Gravillons de schistes dans matrice argileuse
20.0	[Dotted pattern]	[Bar chart]	6.00E-005	P	Gravillons de schistes dans matrice argileuse
					Cailloutis schisteux, matrice argileuse lavée
25.0	[Dotted pattern]	[Bar chart]	2.00E-006		Bloc de micaschiste à chlorite
					Cailloutis schisteux, matrice argileuse lavée
30.0	[Dotted pattern]	[Bar chart]	2.00E-006		Séricite
					Gravillons de schistes dans matrice argileuse
35.0	[Dotted pattern]	[Bar chart]			Bloc de micaschiste à chlorite
					Gravillons de schistes dans matrice argileuse
40.0	[Dotted pattern]	[Bar chart]			Gravillons de schistes dans matrice très argileuse et cohérente
					Gravillons de schistes dans matrice argileuse grise
45.0	[Dotted pattern]	[Bar chart]			Bloc de micaschiste à chlorite fracturé
					Séricite
					Blocs de micaschiste à chlorite dont 50 % intact
					Gravillons et bloc de schiste dans matrice argileuse
					Gravillons de schistes gris et verts dans matrice argileuse
					Blocs schisteux vert dans matrice très argileuse
					Blocs de micaschiste dans matrice argileuse
					Cailloutis de micaschiste vert, gris et blanc légèrement émoussé
					Cailloutis plus grossier
					Gravillons schisteux dans matrice argileuse
					Blocs de micaschiste dans matrice argileuse
					Gravillons schisteux dans matrice argileuse
					Cailloutis gris, rose, vert légèrement émoussé
					Gravillons schisteux dans matrice argileuse
					Gravillons schisteux dans matrice lavée
					Gravillons schisteux dans matrice argileuse humide
					Galets de micaschiste à chlorite
					Gravillons multicolores dans matrice lavée
					Gravillons schisteux dans matrice argileuse cohésive
					Bloc de micaschiste à chlorite fracturé
					Gravillons schisteux dans matrice argileuse
					Cailloutis dans matrice lavée
					Gravillons schisteux dans matrice argileuse

Figure 12 : Description géologique de SC1, profond de 45 m

En complément de l'interprétation lithostratigraphique des carottes, 5 échantillons ont été soumis à des essais en laboratoire afin de déterminer leurs caractéristiques mécaniques.

### **2.2.2.1 Les essais en laboratoire**

Les surfaces de cisaillement des inclinomètres I5 et I6 semblent se dessiner respectivement vers 22 et 38 m. Après passage au banc gamma, on a retenu les prélèvements suivants pour les essais :

- Sondage SC1 (X=940774 m – Y=2057657 m Lille) :
  - o E3 de 12,30 à 13 m,
  - o E4 de 16,80 à 17,40 m ;
- Sondage SC2 (X=941788 m – Y=2057876 m Lille):
  - o E4 de 18,10 à 18,95 m,
  - o E5 de 22,10 à 23,05 m,
  - o E6 de 38,05 à 38,35 m.

Ces échantillons ont été envoyés au LRPC d'Aix en Provence pour réalisation d'essais de cisaillement à l'appareil triaxial. Après examen des échantillons, constitués de moraine à matrice extrêmement sériciteuse au toucher, et d'éléments de quartzites anguleux de taille millimétrique à décimétrique, rendant toute possibilité de découpage d'éprouvettes au sein des échantillons carottés impossible, il a été décidé de réaliser un essai triaxial sur le sol dit naturel, sans découpage préalable, avec un élancement de 2, et deux essais triaxiaux sur matrice reconsolidée après extraction du sol grossier par tamisage sous l'eau (Serratrice and Vallanchon, 2006).

Les trois essais réalisés sont de type consolidés non drainés (CU + u), associés à des mesures de poids volumique humide et sec, indice des vides et degré de saturation, détermination de l'indice de plasticité et analyse sédimentométrique.

L'essai réalisé sur le sol dit naturel, sur l'échantillon E4 du SC2, porte sur deux paliers de pression de consolidation effective (50 kPa et 200 kPa), et met en évidence une cohésion nulle avec un angle de frottement interne de 28.8 °, avec un comportement fortement dilatant en fin de cisaillement (Figure 13 et Figure 14).

Les deux essais réalisés sur la matrice reconsolidée, portent sur trois paliers de pression de consolidation effective (50, 200, 500 kPa) . Ils sont réalisés à partir des échantillons du SC2 et du SC1, et donnent une cohésion nulle pour un angle de frottement interne de 21°.

La matrice sériciteuse est une argile peu plastique Ap (Ip = 11) active à très active. (USCS-LCPC).

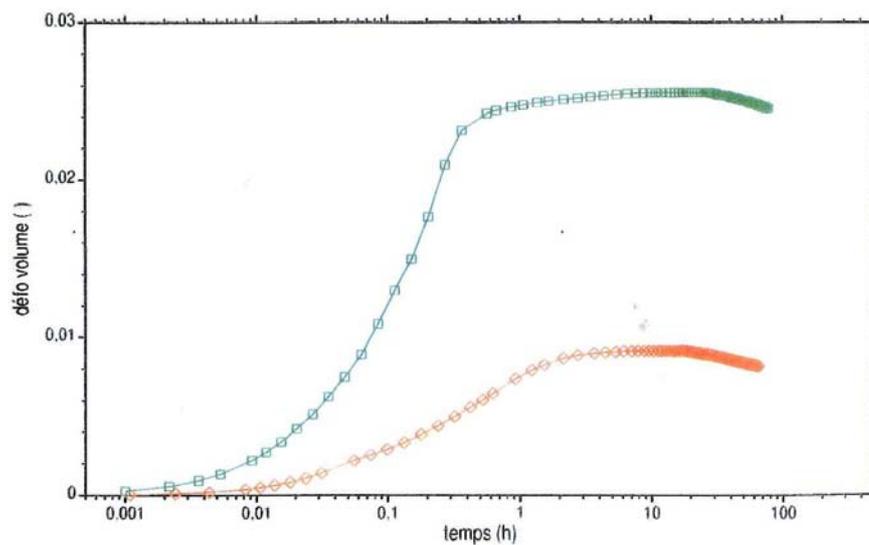


Figure 13 : Essai triaxial CU+u - courbes de consolidation isotrope à 50 kPa (rouge) et 200 kPa (bleu)

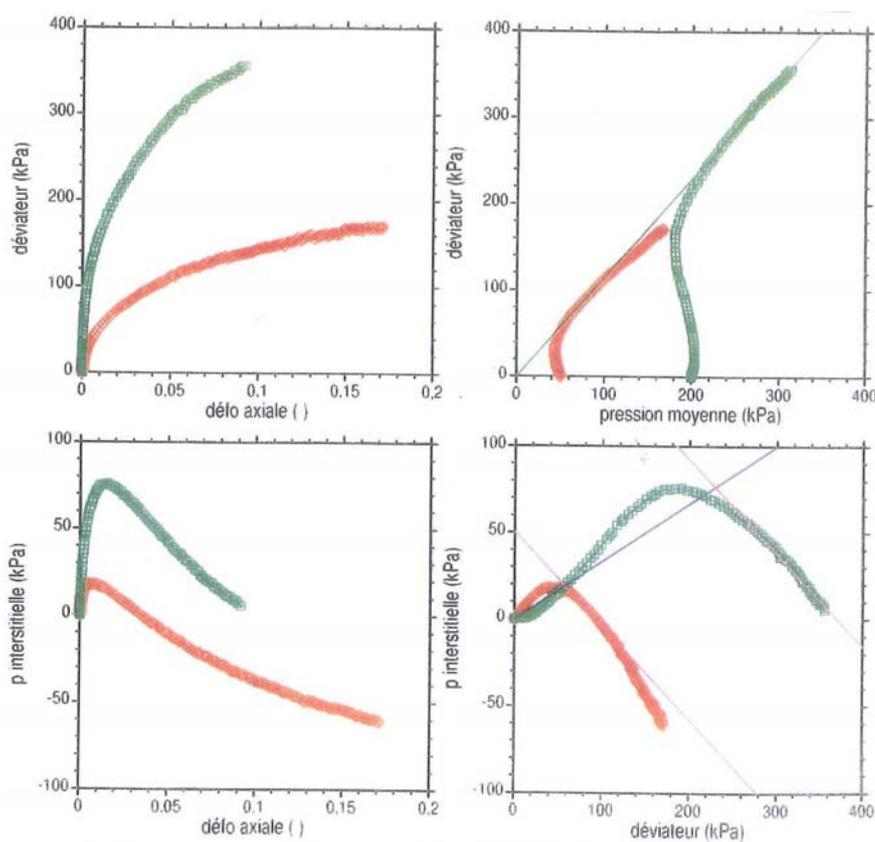


Figure 14 : Essai triaxial CU+u - courbes de contraintes-déformations à 50kPa (rouge) et 200 kPa (bleu)

échantillon	$C_{qc}$ (kPa)	$M_c$	$C'$ (kPa)	$\phi(^{\circ})$
SC2 E2	0	1.15	0	28.8

Table 1 : Propriétés de résistance du sol naturel

Pour le cas d'un sol à l'état naturel comme pour celui du sol reconstitué, la résistance mesurée apparaît comme faible en regard des propriétés habituellement observées sur els sols grossiers.

échantillon	$C_{qc}$ (kPa)	$M_c$	$C'$ (kPa)	$\phi(^{\circ})$
SC2 E2	0	1.81	0	21

Table 2 : Propriétés de résistance du sol reconstitué

### 2.2.3 Tomographies géophysiques

Des tomographies géophysiques ont ensuite été réalisées aux endroits repérés comme les plus pertinents sur la carte géomorphologique. Ces mesures ont été réalisées le long de plusieurs profils en réfraction sismique haute résolution et en panneaux électriques. Les inversions associées ont été réalisées après un traitement de mise en forme des données. Des profils complémentaires ont été acquis dans la partie aval, considérée comme plus active. Une carte de conductivité par méthode EM34 a aussi été acquise sur le versant afin d'extrapoler les informations provenant des coupes tomographiques à l'ensemble du glissement.

De façon générale, les coupes géophysiques obtenues sur le site de Ballandaz montrent un fort degré d'hétérogénéité dans les distributions spatiales des paramètres inversés, particulièrement en ce qui concerne la résistivité électrique. Cette propriété provient manifestement de la composition du matériau constituant le glissement, identifié par forages comme étant un amalgame d'éboulis et de blocs de séricitoschistes pris dans une matrice sablo-argileuse. Les infiltrations d'eau au travers de cette structure semblent responsables des anomalies de résistivité observées.

#### 2.2.3.1 Tomographies électriques

Les profils électriques ont été réalisés dans un terrain morainique, identifié par forages comme étant un amalgame de blocs de séricitoschistes pris dans une matrice sablo-argileuse. Les infiltrations d'eau au travers de cette structure semblent responsables de certaines anomalies de résistivité observées. En effet, le simple positionnement des électrodes sur le terrain (électrode positionnée au-dessus d'un bloc rocheux, par opposition à une électrode positionnée entre 2 blocs par exemple) génère de fortes anomalies de résistivité. Les profils électriques permettent donc de distinguer des zones très contrastées électriquement pour de faibles profondeurs d'investigation, tout en imageant les parties plus profondes jusqu'à 30 à 40 m de profondeur.

Les erreurs RMS obtenues pour les profils sont résumées dans la Table 3.

Profils	Profil P17 Gradient	Profil P18 Gradient	Profil P18 Pôle-dipôle	Profil P19 Gradient	Profil P19 Pôle-dipôle
Nbre itérations	4	5	5	5	5
Erreur RMS	12%	8%	10%	5%	15%

Table 3 : Récapitulatif du nombre d'itérations et des erreurs RMS pour chaque profil

Pour chaque inversion, les itérations ont été stoppées lorsque l'erreur RMS n'évoluait plus de façon significative (<0,5% d'amélioration). En général, cette condition indique que le modèle le plus fiable est atteint.

Les valeurs RMS obtenues pour les différents profils sont relativement élevées. Ces valeurs sont probablement causées par les fortes variations de résistivité en surface. Lorsqu'une électrode d'injection se trouve en contact avec une petite masse très conductrice dans le sol, les phénomènes d'à-coups de prises se produisent. Le courant est alors canalisé par ce conducteur et on observe une brusque augmentation de la résistivité apparente. Cela a une forte incidence sur l'apparence des profils.

### Profil P17

Le profil P17 met en évidence la grande hétérogénéité du milieu aux faibles profondeurs d'investigation sur une importante partie du versant (Figure 15 et Figure 16). Le traitement qui a été appliqué à ce profil a cependant fortement lissé les effets dus aux hétérogénéités de la proche-surface. Dans la partie Ouest du profil, partie concernée par le glissement de terrain, on note plus particulièrement la présence de trois zones conductrices qui pourraient traduire une plus forte teneur en eau. Ces zones conductrices pourraient correspondre à la partie active du glissement, les études antérieures réalisées par divers bureaux d'études ayant mis en évidence le rôle des eaux souterraines et des eaux de surface sur les mécanismes de génération des instabilités.

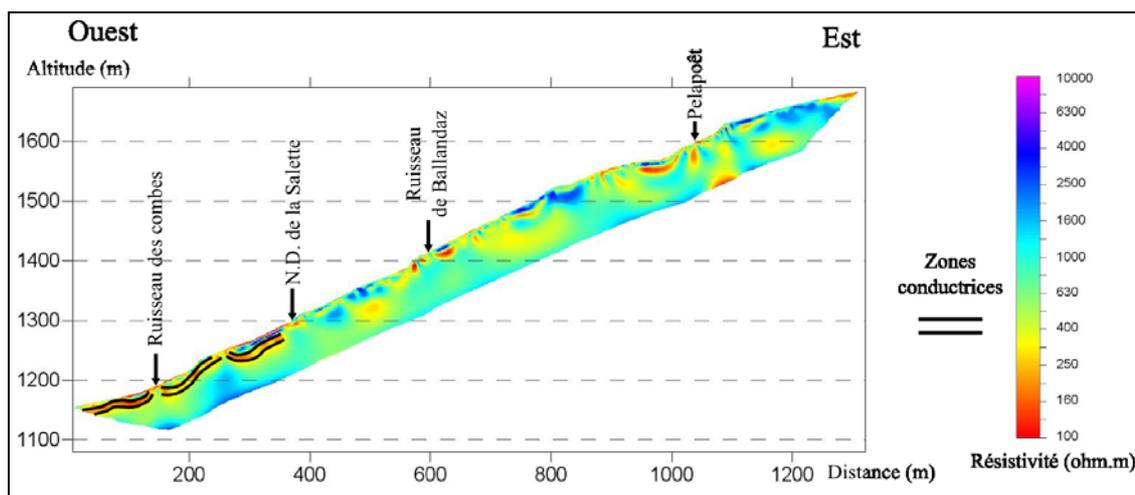


Figure 15 : Coupe de résistivité électrique pour le profil P17, réalisé avec le dispositif gradient.

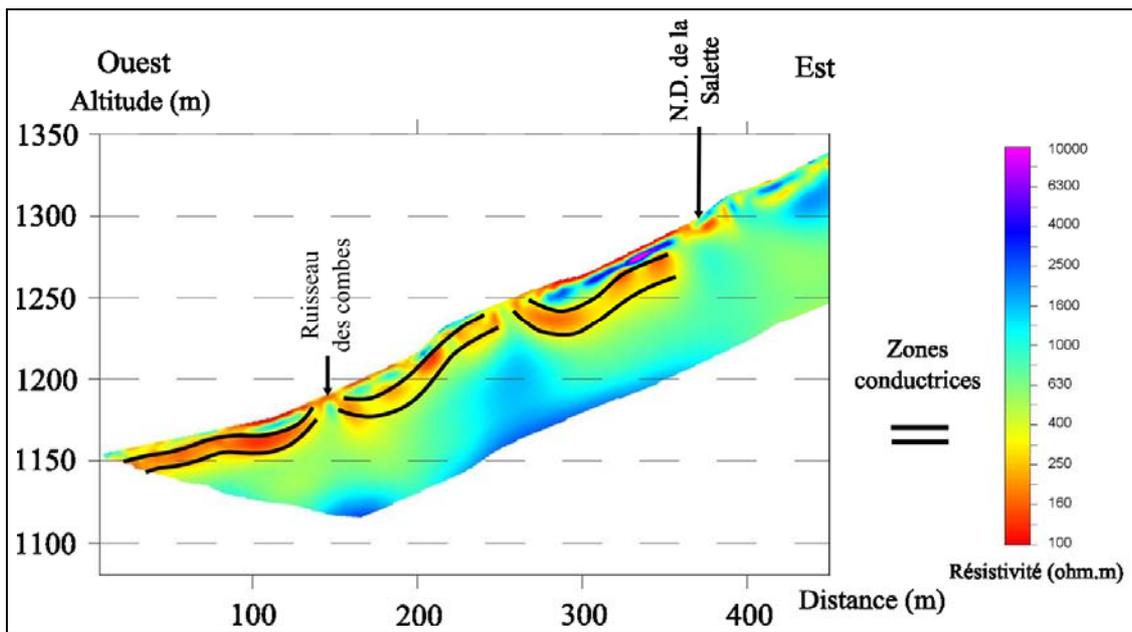


Figure 16 : Coupe de résistivité électrique pour le profil P17, réalisé avec le dispositif gradient. Zoom sur la zone active du glissement de terrain

### Profil P18

Les résultats obtenus pour le profil P18 avec le dispositif gradient (Figure 17) et avec le dispositif pôle-dipôle (Figure 18) montrent globalement les mêmes tendances. Les résultats sont particulièrement proches pour les tout premiers mètres investigués. Ils permettent de localiser des surfaces conductrices pouvant correspondre à des zones relativement saturées en eau.

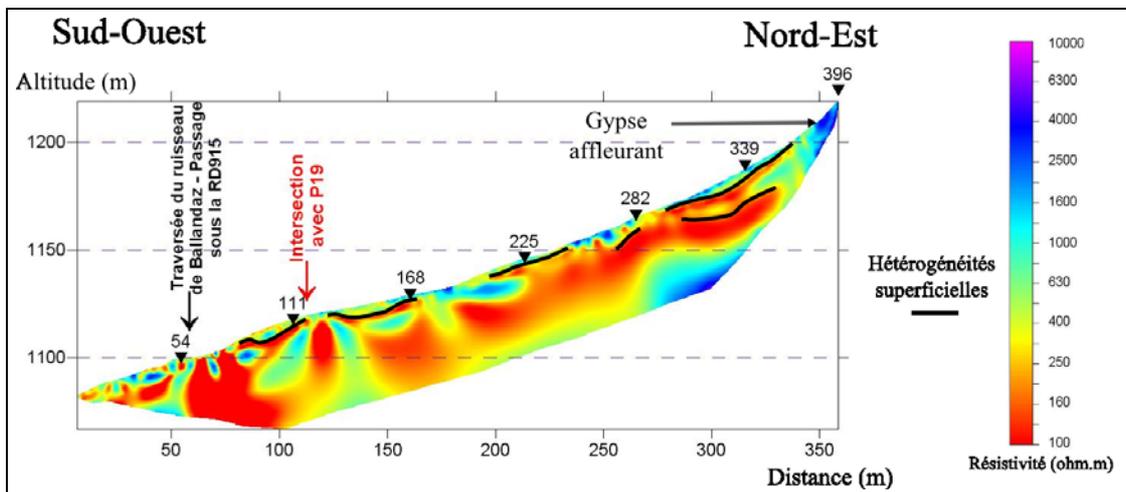


Figure 17 : Coupe de résistivité électrique pour le profil P18 ; réalisée avec le dispositif gradient

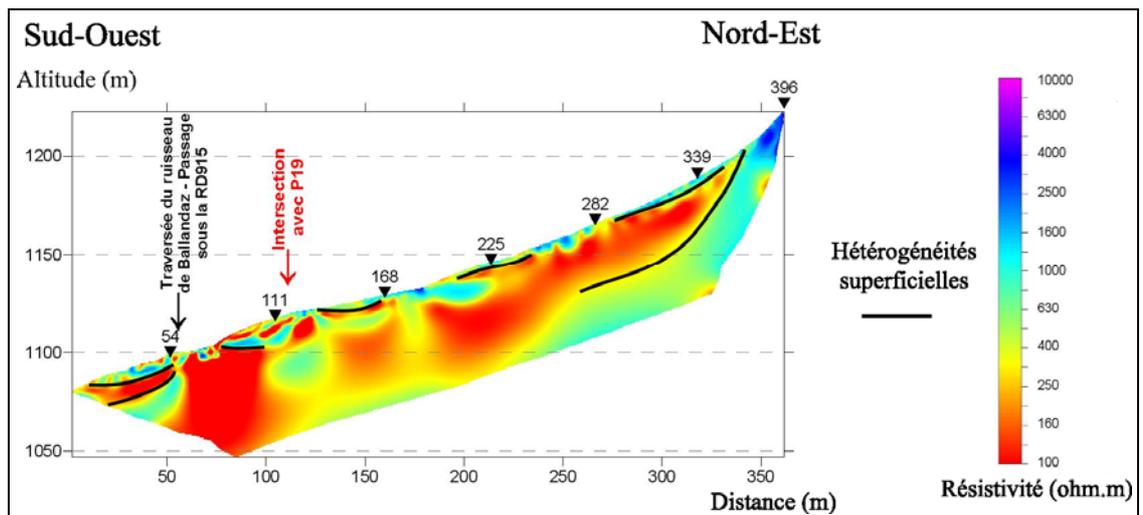


Figure 18 : Coupe de résistivité électrique pour le profil P18 ; réalisée avec le dispositif pôle-dipôle

Le Gypse affleurant à l'extrémité nord-est du profil, apparaît comme étant fortement résistant. Ce résultat n'est pas surprenant étant donné que le gypse est un faible conducteur, et qui plus est, paraissait très desséché lors de l'acquisition.

### Profil P19

Les profils P19 réalisés avec les dispositifs gradient (Figure 19) et pôle-dipôle (Figure 20) montrent eux aussi les mêmes tendances, en particulier pour des faibles profondeurs investiguées. Au niveau de l'inclinomètre I2bis une surface de glissement a été mise en évidence vers 13/14 m de profondeur grâce au suivi inclinométrique. On remarque ici que la base de la zone conductrice, bien visible avec le dispositif pôle-dipôle au niveau de l'inclinomètre I2bis (Figure 20) à une profondeur d'environ 14 m, semble bien correspondre à la surface de glissement mise en évidence par l'inclinomètre. Par ailleurs, l'ensemble des mesures inclinométriques (surveillance des inclinomètres I2bis, I3 et I4 par ADRGT) montre que la profondeur de la surface de glissement augmente en direction de Bozel (Nord), ce qui semble assez en accord avec les résultats obtenus avec le dispositif pôle-dipôle.

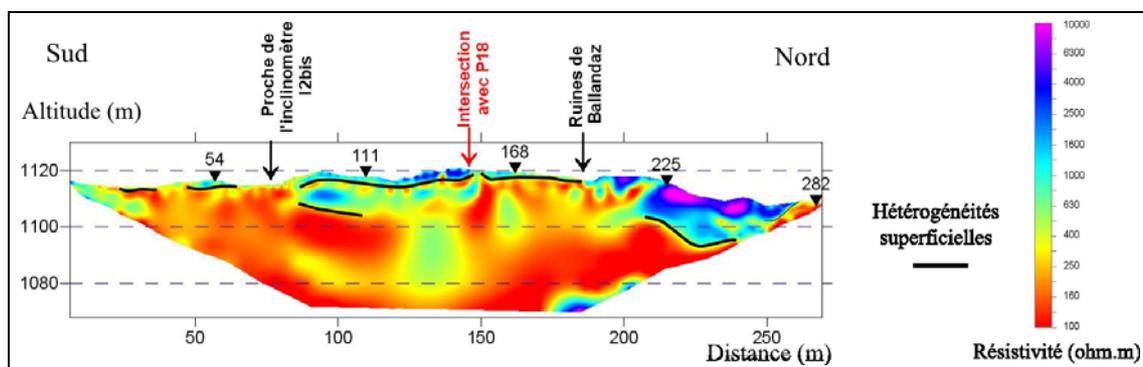


Figure 19 : Coupe de résistivité électrique pour le profil P19 ; réalisée avec le dispositif gradient

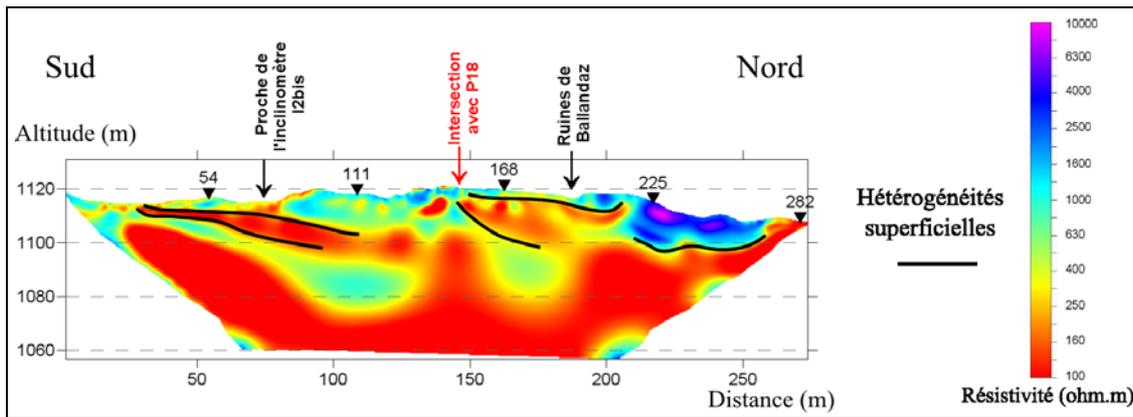


Figure 20 : Coupe de résistivité électrique pour le profil P19 ; réalisée avec le dispositif pôle-dipôle

En théorie, la grande profondeur d'investigation du dispositif pôle-dipôle peut permettre d'étudier l'assise profonde du terrain en mouvement (substratum). Dans la suite de l'étude nous ne referons référence qu'aux profils électriques acquis avec le dispositif pôle-dipôle.

### 2.2.3.2 Tomographies sismiques

Pour chacun des résultats présentés, les ajustements obtenus entre les temps de trajet mesurés et les temps de trajet calculés sont très satisfaisants (Figure 21). Pour le profil P17, 30 itérations ont été nécessaires, alors que les profils P18 et P19 n'ont nécessité que 10 itérations chacun.

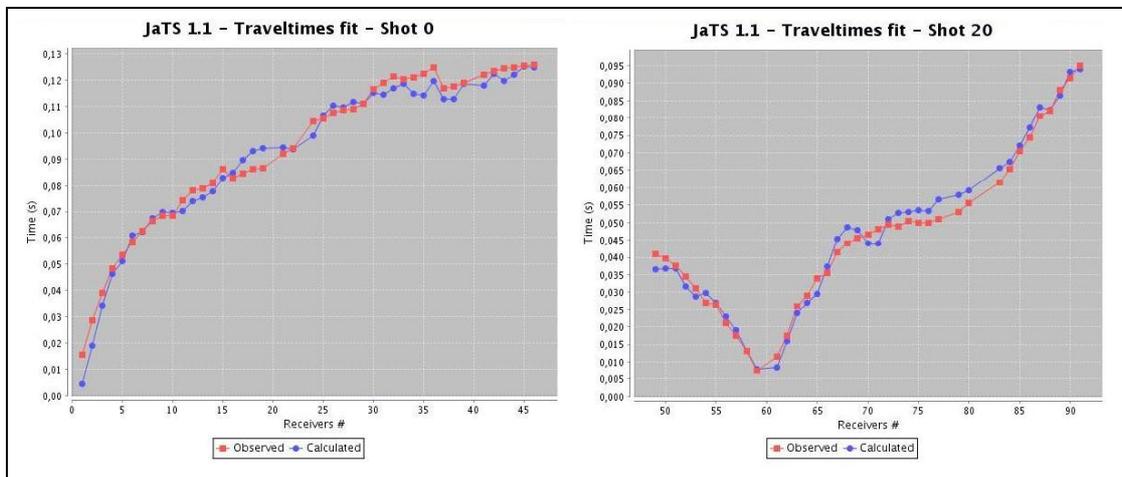


Figure 21 : Exemples d'ajustement pour le profil P17 après les 30 itérations

Les coupes d'imagerie sismique obtenues après inversion font nettement apparaître un niveau de vitesse élevée (de l'ordre de 3000 m/s), dont la profondeur varie au travers des profils. Comme il a été dit plus haut, nous nomons ici *bedrock* la profondeur à laquelle on observe des vitesses d'onde P élevées, traduisant un fort tassement, et donc une faible porosité. Le tableau ci-dessous (Table 4) récapitule les nombres

d'itérations réalisées, et les facteurs de blanchiment qui ont été appliqués pour chaque profil.

	Profil P17	Profil P18	Profil P19
Nombre d'itérations	30	10	10

Table 4 : Récapitulatif du nombre d'itérations réalisées et du facteur de blanchiment appliqué pour chaque profil

### **Profil P17**

Le profil P17 remonte bien en amont de la partie active du glissement. On voit apparaître ici un niveau de vitesse relativement élevé, de l'ordre 2500-3000 m/s dont on peut estimer les variations de profondeur. Les zones jaunes-orangées (représentant des vitesses de l'ordre de 2000-2500 m/s) situées en-dessous des zones rougeâtres sont probablement dues à des artefacts liés à l'inversion.

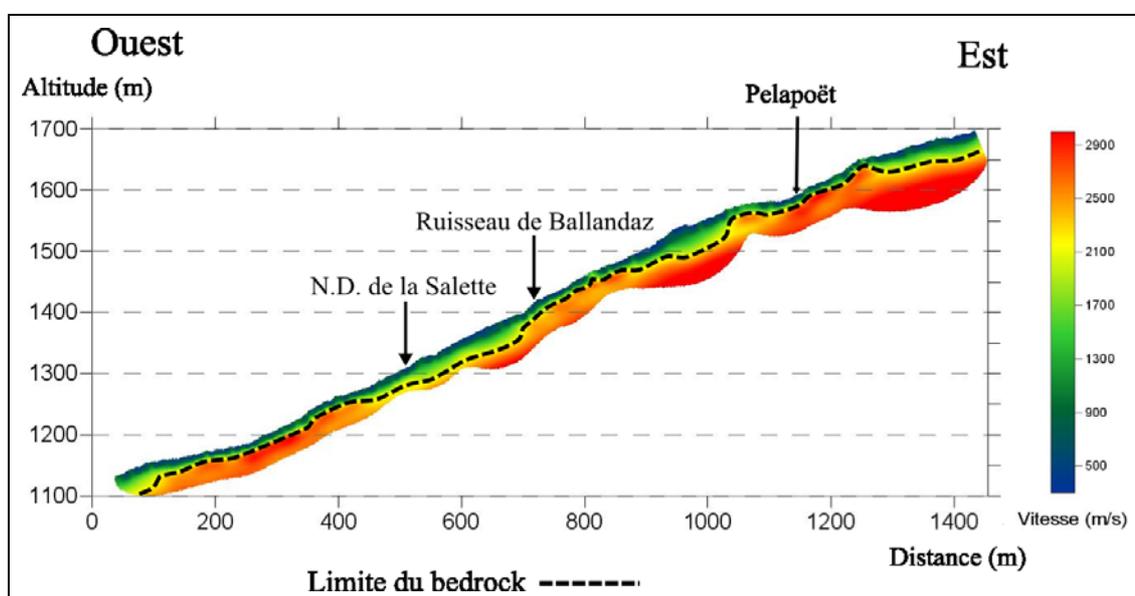


Figure 22 : Coupe sismique du profil P17

### **Profil P18**

Lors de l'acquisition, l'extrémité nord-est du profil P18 atteignait le gypse affleurant. Le résultat obtenu après inversion (Figure 23) ne fait pas apparaître de vitesse très élevée en surface, là où affleure le gypse. Ceci pourrait s'expliquer par le fait qu'en bordure du profil la couverture des rais est moins bonne qu'au milieu du profil. Mais on remarque néanmoins une nette remontée des vitesses là où affleure le gypse, avec en surface des vitesses de l'ordre de 1700 m/s.

L'extrémité sud-ouest du profil arrive juste en amont de la D915, au niveau du pont enjambant le ruisseau de Ballandaz. On remarque à cette extrémité du profil une nette anomalie de vitesse élevée. Cette anomalie pourrait être due à la présence d'un bloc relativement massif à une faible profondeur. Au vu de la géologie du site, il pourrait

éventuellement s'agir d'un bloc de gypse – comme supposé par les mesures géochimiques – ou d'un bloc de quartzite.

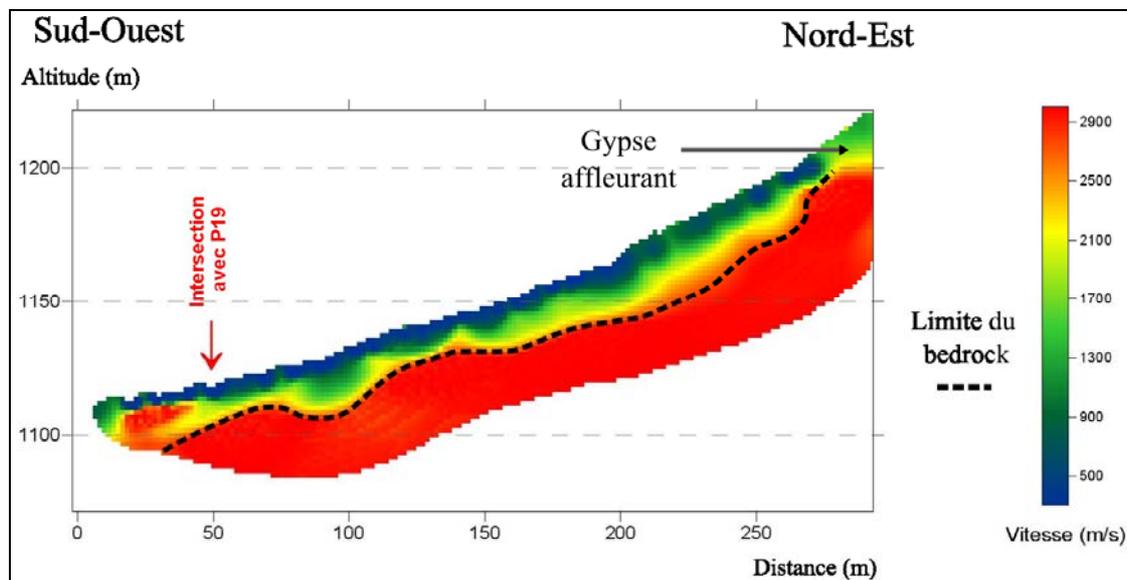


Figure 23 : Coupe sismique du profil P18

### Profil P19

Au niveau de l'inclinomètre I2bis une surface de glissement vers 13/14 m de profondeur avait été mise en évidence. Le profil P18 passe à quelques mètres de l'inclinomètre I2bis. A l'endroit du profil le plus proche de l'inclinomètre, la limite du *bedrock* est estimée à 14-15 m de profondeur, ce qui correspond à la surface de glissement.

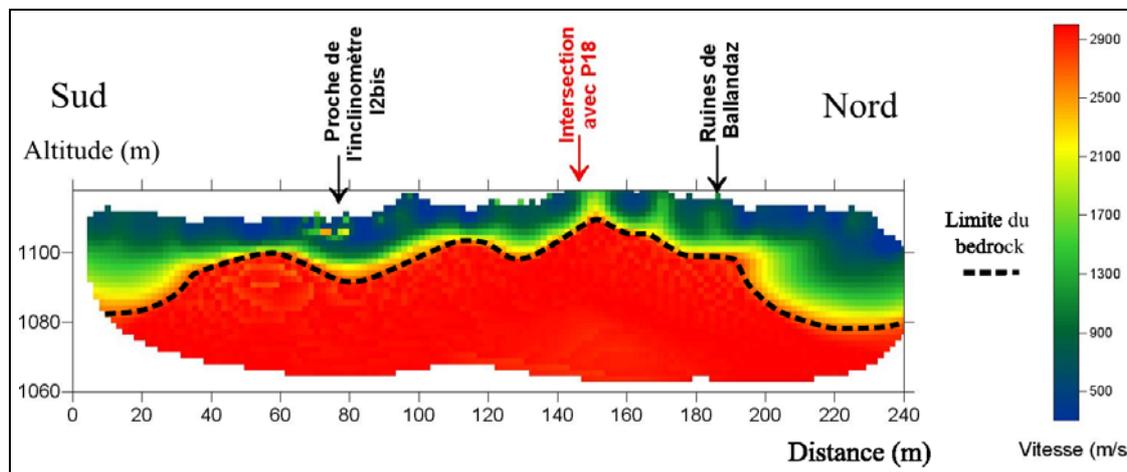


Figure 24 : Coupe sismique du profil P19

La sismique semble assez peu sensible aux fortes hétérogénéités de la subsurface. Elle a plutôt tendance à lisser les anomalies de vitesses superficielles. Les 3 profils sismiques P17, P18 et P19 permettent néanmoins d'estimer de façon claire la profondeur du *bedrock* avec la détection d'un niveau de vitesse rapide, supérieur à 3000 m/s.

### 2.2.3.3 Interprétation combinée

L'interprétation combinée des profils de résistivité électrique acquis avec le dispositif pôle-dipôle, avec les profils de vitesse sismique  $V_p$  peut permettre d'améliorer l'interprétation des profils (Sanchez et al., 2007). Nous nous focaliserons ici aux profils P18 et P19.

#### Profil P18

Pour le profil P18, on note une assez bonne corrélation sur l'extrémité Nord-Est du profil, entre la limite du *bedrock* déterminée grâce au profil sismique, et un niveau de résistivité assez élevé. Au niveau de l'intersection des profils P18 et P19, on peut aussi noter ce même type de corrélation.

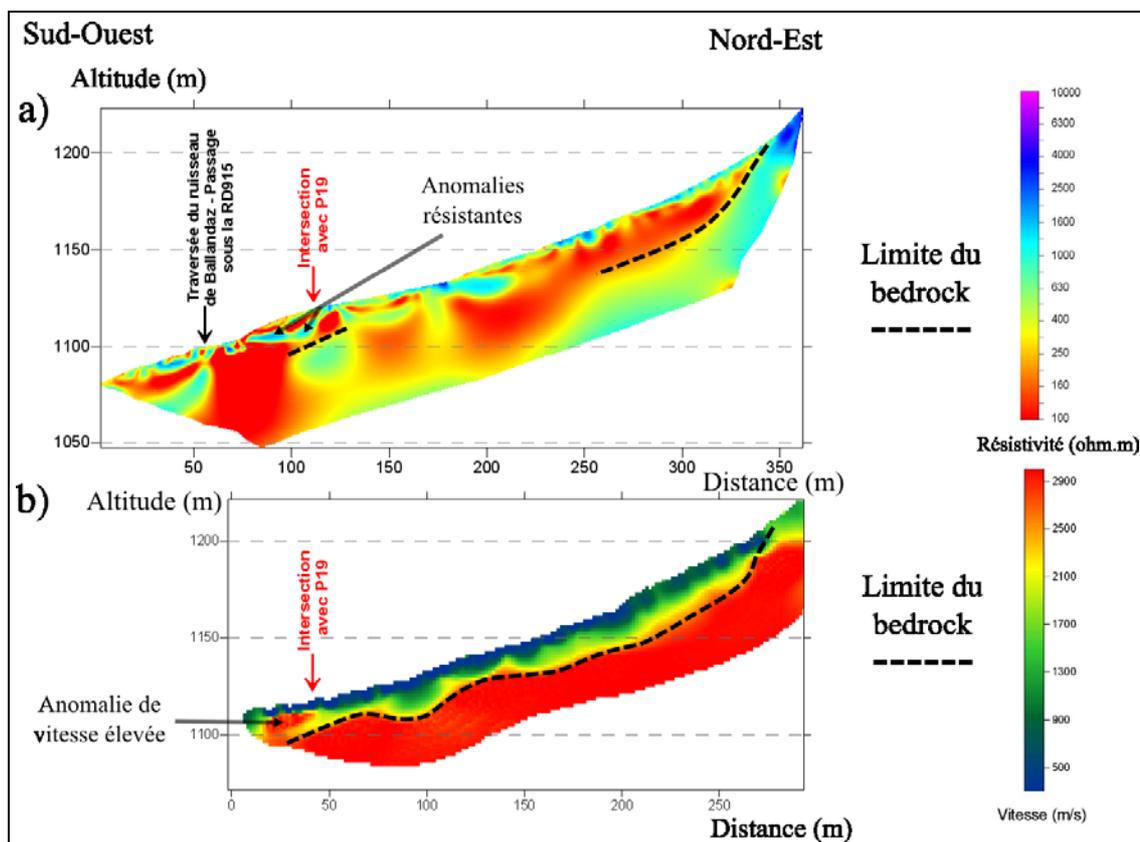


Figure 25 : Interprétation combinée du profil P18 ; a) profil électrique (pôle-dipôle) ; b) profil sismique

Par ailleurs, au niveau de l'anomalie de vitesse élevée repérée sur le profil sismique, on note la présence de 2 anomalies résistantes. Ces anomalies pourraient ainsi

confirmer dans cette partie du glissement de terrain la présence d'un bloc rocheux à une faible profondeur.

### Profil P19

Pour le profil P19, on remarque une bonne corrélation entre le profil acquis en sismique, et le profil acquis en électrique en 2 endroits. Au niveau de l'inclinomètre I2bis en premier lieu, on constate que la limite du *bedrock* semble correspondre à la base d'une zone conductrice. Ceci est cohérent, car le *bedrock* tel que nous l'avons défini dans notre étude, correspond à un seuil où la compaction est telle que la porosité est infime. Il en résulte donc une diminution de la conductivité.

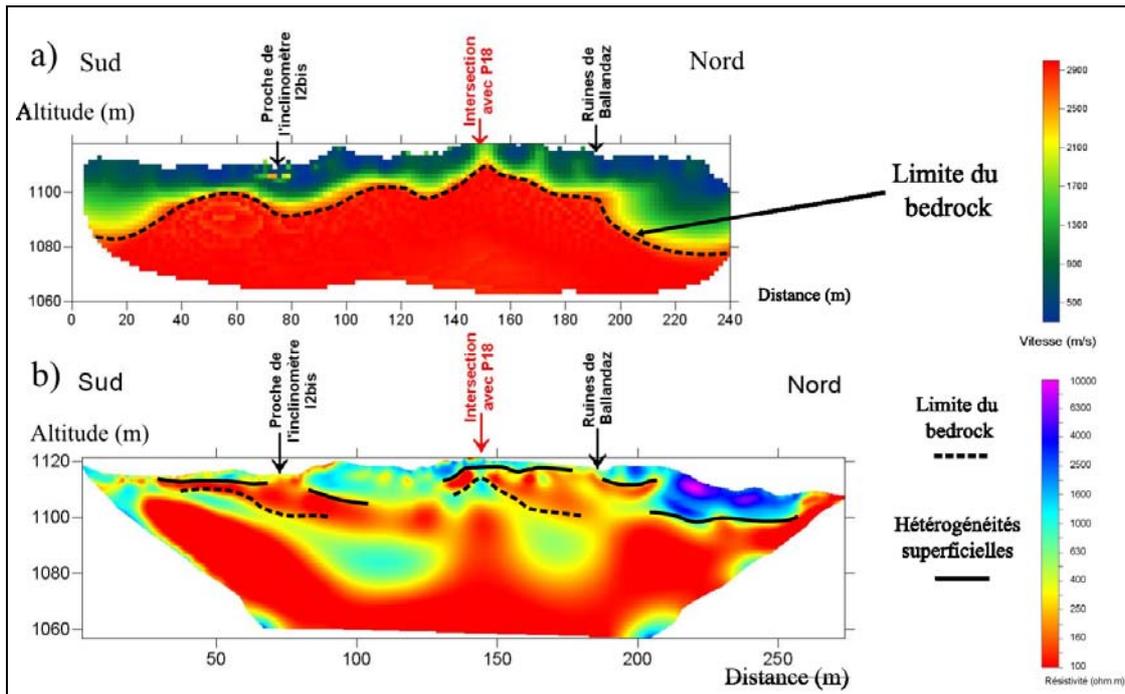


Figure 26 : Interprétation combinée du profil P19 ; a) profil sismique ; b) profil électrique (pôle-dipôle)

D'autre part, on observe une seconde corrélation au niveau où les profils P18 et P19 se croisent. Là aussi, la présence du *bedrock* semble être traduite par une baisse de la conductivité.

L'interprétation combinée des profils réalisés en sismique et en électrique permet d'approfondir l'interprétation des profils à différents niveaux :

- D'une part, la surface de glissement au niveau de I2bis (profil P19) correspond à la fois à un contraste de résistivité (bien visible avec le dispositif pôle-dipôle, dispositif ayant une grande profondeur d'investigation théorique) et à la limite d'un niveau de vitesse élevé (supérieur à 3000 m/s) identifié en sismique. Il semblerait donc qu'à certains endroits de notre étude, la surface de glissement corresponde à la limite du *bedrock* ;

- D'autre part, l'interprétation combinée a aussi permis de mettre en évidence la présence d'anomalies électriques très résistantes au niveau de l'anomalie de vitesse élevée identifiée en sismique (profil P18). Ce constat pourrait confirmer la présence d'un bloc rocheux dans cette partie du glissement. Un forage dans cette zone permettrait de confirmer ou d'infirmer cette hypothèse.

Néanmoins, les très forts contrastes identifiés grâce aux mesures électriques (avec des zones superficielles très conductrices) n'ont pas été retrouvés en sismique. La longueur d'onde du signal sismique est trop grande pour être sensible aux fortes hétérogénéités de la subsurface. Les mesures sismiques détectent néanmoins le niveau de vitesse rapide formant le *bedrock*.

Lors de l'acquisition des données, certains points des profils P18 et P19 ont été localisés au GPS. Après conversion des coordonnées GPS en coordonnées Lambert II étendu, il a donc été possible de positionner les profils dans un espace à 3 dimensions (Figure 27 et Figure 28).

Dans la modélisation suivante (Figure 29), nous avons pris en compte la limite du *bedrock* déterminée grâce aux profils sismiques et aux données provenant des inclinomètres I2bis (surface de glissement à 14 m de profondeur), I3 (surface de glissement à 15 m de profondeur) et I4 (surface de glissement à 23 m de profondeur). Un krigeage a ensuite été effectué. La surface quadrillée correspond à la limite du *bedrock*, identifiée grâce aux profils sismiques. La surface pointillée, elle, est limitée à la zone où le *bedrock* a été identifié comme étant une surface de glissement.

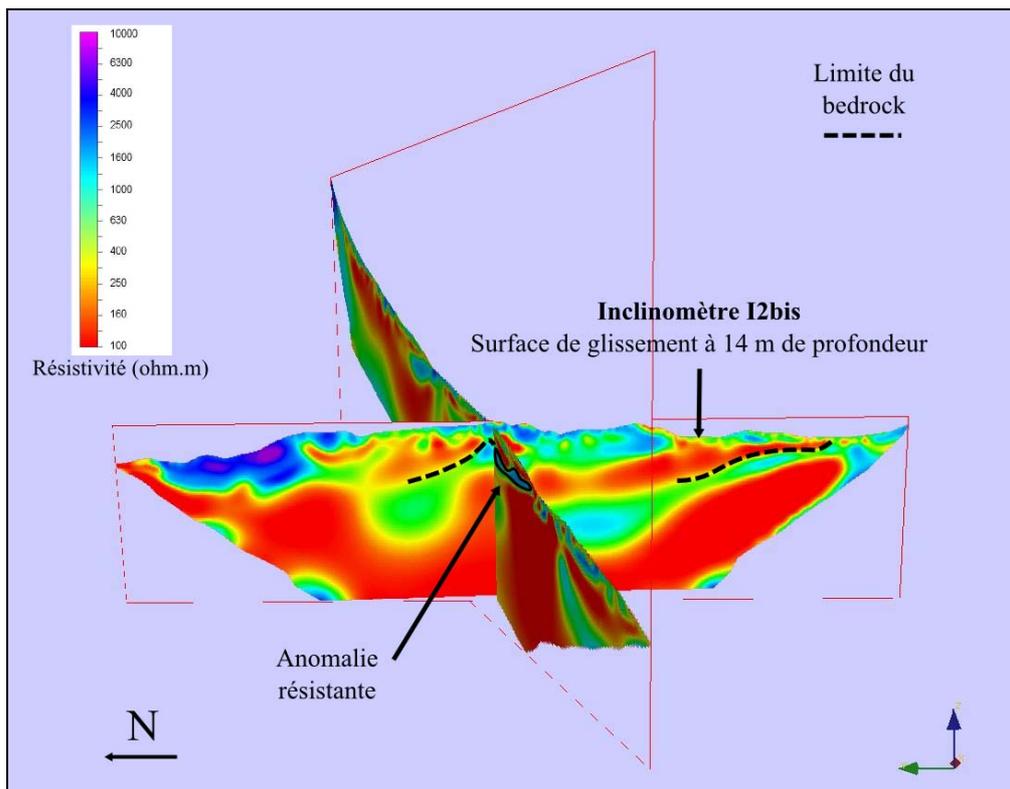


Figure 27 : Représentation 3D des profils P18 et P19 en électrique (dispositif pôle-dipôle)

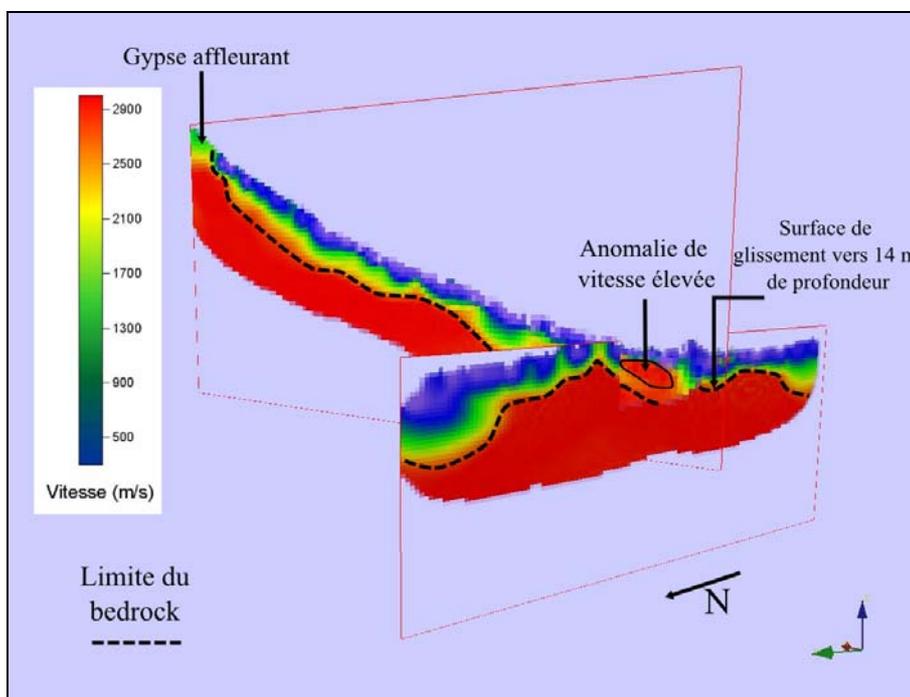


Figure 28 : Représentation 3D des profils P18 et P19 en sismique

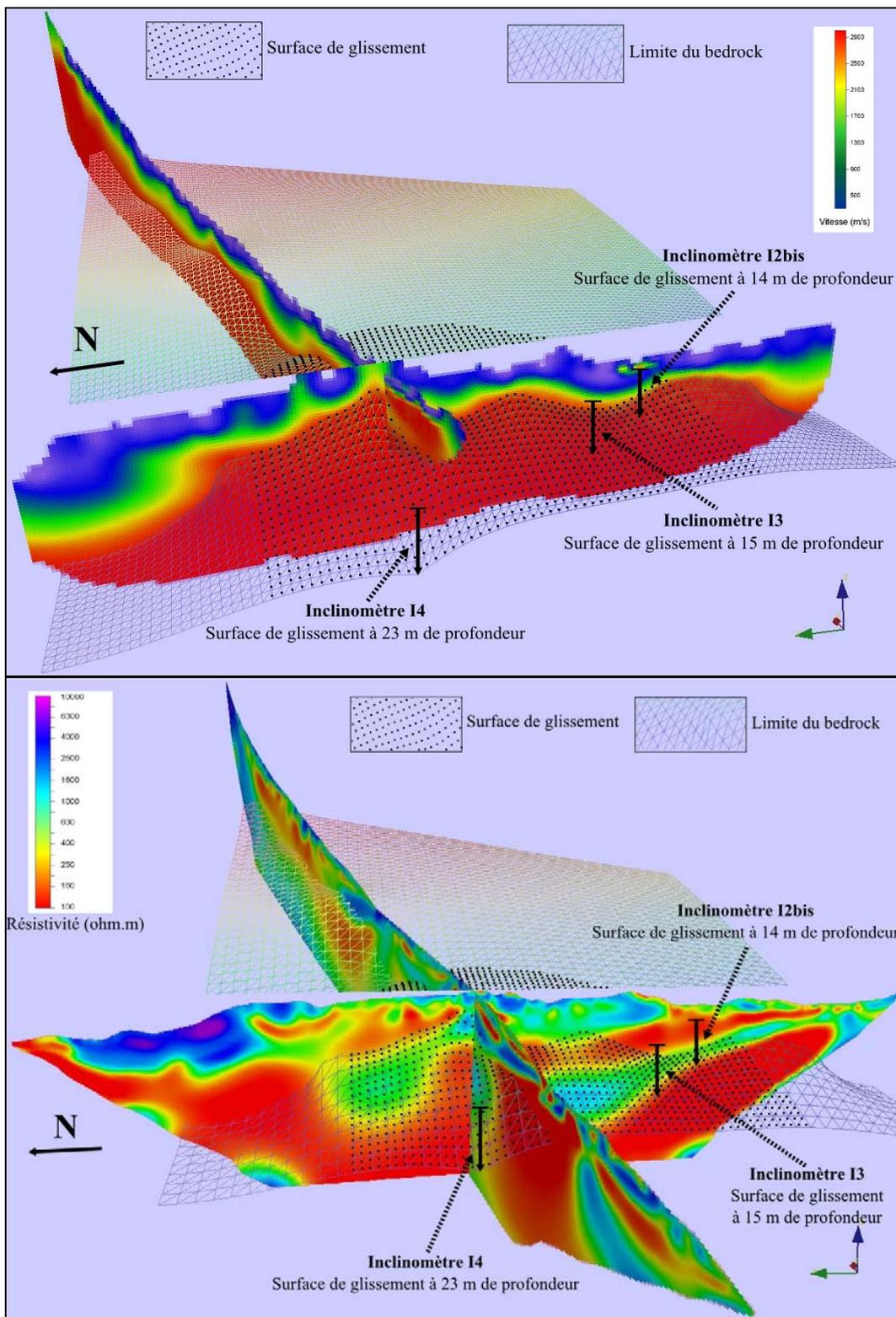
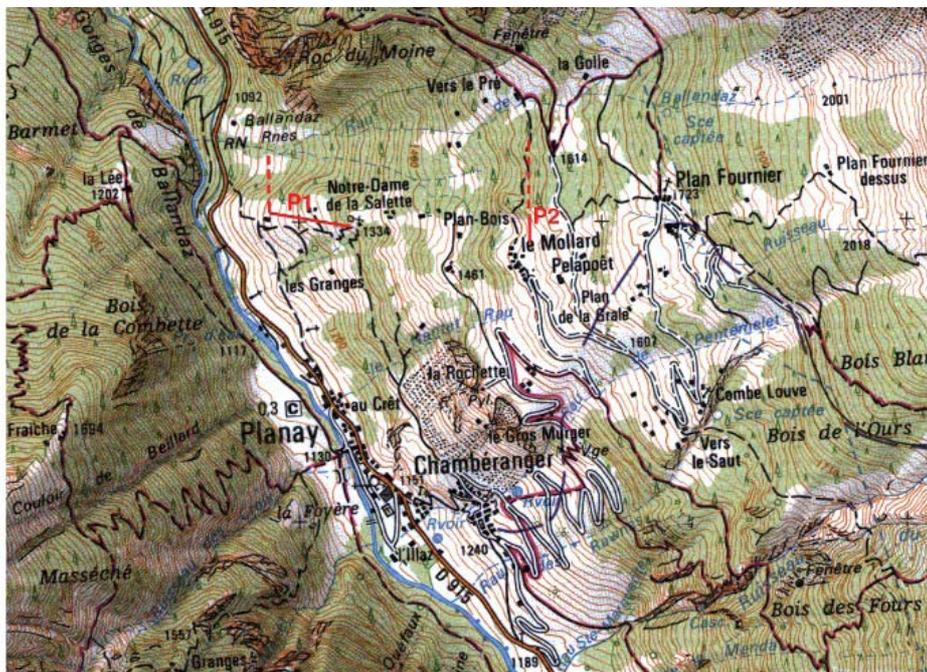


Figure 29 : Modélisation de la surface de glissement à partir de sismique (haut), des profils d'électrique (bas) et des mesures inclinométriques, et représentation 3D des profils sismiques P18 et P19.

## 2.2.4 Méthode H/V

La méthode H/V est une méthode basée sur le bruit de fond. Elle consiste à obtenir une estimation de la fréquence de résonance du site en effectuant le rapport des amplitudes spectrales du bruit enregistré sur les composantes horizontales et la composante verticale. Un des principaux avantages de cette méthode est qu'il n'est pas nécessaire de générer le signal. Il suffit d'enregistrer le bruit de fond ambiant, pour lequel on distingue deux origines distinctes : naturelle et anthropique. Le signal est enregistré suivant les trois composantes de l'espace par un capteur, sur une durée variant de quelques minutes à une demi-heure, en fonction du contexte. Les 3 signaux obtenus sont traités pour en extraire la courbe représentant l'évolution du rapport entre composantes horizontales et verticale en fonction de la fréquence.

20 mesures du bruit de fond ont été effectuées en Août 2007 par le LGIT sur le site du glissement, réparties sur deux jours et sur deux profils représentés Figure 30. Ces mesures font suites à celles enregistrées en dehors du glissement au niveau des Granges en juillet 2006 et aux travaux théoriques effectuées par Bonnefoy-Claudet dans le cadre du programme SIGMA. Le profil P1 est orienté à l'Ouest, dans l'axe du glissement. Il est long de 250 mètres et comporte 14 points. P2 est orienté au Nord, en amont du glissement. Il comporte 6 points répartis sur 100 mètres. Chaque enregistrement a duré 15 minutes. Nous pouvons d'ores et déjà remarquer que ces mesures ont été effectuées en forte pente.



légende :

- traits pleins = mesures effectuées
- traits pointillés = mesures avortées

Figure 30 : Tracé des 2 profils d'étude du bruit de fond

Les données brutes sont récupérées et traitées avec le logiciel Geopsy. Lors de l'ouverture d'un enregistrement, les trois composantes du signal apparaissent, ainsi que les paramètres de l'enregistrement : durée (15 minutes), fréquence d'échantillonnage (200 Hz), jour et heure de la mesure. Le module H/V permet ensuite de traiter le signal.

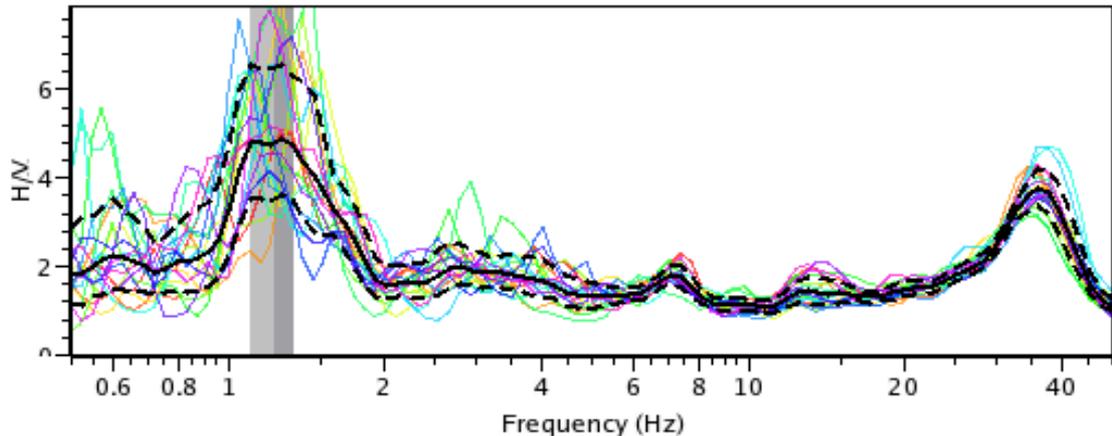


Figure 31 : Evolution de l'amplitude du rapport H/V en fonction de la fréquence. Les courbes en couleur sont associées à la fenêtre correspondante. L'amplitude moyenne et la déviation standard sont représentées respectivement en trait noir plein et en pointillés.

En analysant les courbes (Figure 31), un premier pic notable se situe à environ 1,2Hz. Il apparaît sur les 4 premiers enregistrements, et s'accompagne de deux pics moins marqués à 0,6 et 0,9Hz. Puis ces deux derniers deviennent prépondérants sur les enregistrements qui suivent. On ne peut pas parler ici de pics «clairs». Ils sont relativement larges, parfois difficiles à distinguer entre eux. Il est possible que ces pics soient dus aux effets du vent sur différents éléments naturels : pelouse, arbres, etc, ce qui pourrait expliquer la présence de ces trois pics basse fréquence. Chacun d'eux serait associé à un élément; en fonction de la morphologie de la zone et de la présence de cet élément par rapport aux autres, le pic sera plus ou moins prépondérant. Cette hypothèse permet aussi d'expliquer pourquoi l'allure des courbes en basse fréquence varie sensiblement suivant la fenêtre de 25 s sélectionnée. L'intensité du vent pouvant varier rapidement dans le temps, il en va de même pour le bruit de fond basse fréquence. Cependant, il faut aussi noter la présence d'un pic clair aux alentours de 1,7Hz sur certains enregistrements. Cela pourrait accréditer l'hypothèse de la détection d'une interface, moins profonde et plus contrastée à cet endroit. Nous verrons que dans le contexte géomécanique de notre étude, une telle fréquence de résonance correspondrait à une profondeur typique du *bedrock*.

Dans le domaine compris entre 7 et 50 Hz, les fréquences de résonance peuvent donner accès aux profondeurs des couches. Alors que dans le domaine basse fréquence les courbes H/V étaient sensiblement différentes d'une fenêtre de 25s à l'autre, elles sont très proches dans le domaine des hautes fréquences. Cela abouti à des pics clairs, avec une déviation faible. Les résultats présentés sont donc particulièrement intéressants. Deux fréquences ressortent clairement de ces enregistrements : une à 20-23 Hz (enregistrements 3, 4, 5, 8, 12, 13 et 14), l'autre à

30-35 Hz (enregistrements 1, 2, 3, 6, 12 et 13). L'amplitude des pics varie entre 4 et 7, excepté pour les deux dernières courbes, où ils sont plus importants. Cela traduit un contraste d'impédance modéré au niveau de l'interface qui correspond au pic. En supposant que les deux interfaces mises en évidence ici soient des surfaces de glissement, ces variations du contraste d'impédance peuvent traduire l'existence de zones plus ou moins cisailées en fonction de la localisation.

Pour établir la profondeur  $H$  des interfaces correspondant aux fréquences de résonance  $f$ , nous utilisons la formule :

$$H = Vs/4f$$

$Vs$  étant estimée à partir du traitement des ondes de surface enregistrées sur des tirs sismiques.

Les résultats font apparaître que les seules fréquences semblant correspondre à des interfaces ne se retrouvent que sur peu de courbes. Nous avons plusieurs courbes montrant un pic aux alentours de 1.7 Hz, ce qui permet de délimiter, à ces endroits, une interface aux alentours de 50 mètres. On voit également quelques pics à 10 Hz ainsi que des faibles variations sur quelques graphes autour de 8 Hz. Ceci peut traduire le fait que le contraste d'impédance peut varier sensiblement le long de la surface de glissement, notamment en fonction de l'intensité du cisaillement. Seules les zones les plus déformées et altérées sont clairement visibles sur la courbe H/V. Les autres pics sont probablement soit dus au vent (fréquences de 1 Hz et moins), soit à une couche superficielle fortement hétérogène de matériaux morainiques, voire à une influence anthropique (> 20 Hz). Une seconde analyse montre clairement que la réponse azimutale du mouvement est loin d'être homogène. La Figure 32 reprend les mesures de bruit enregistrées au point présenté sur la figure 5. Il est clair que le pic de résonance est très fort autour de 120° (0° correspond à l'azimut Nord-Sud) tandis qu'elle est presque égale à 2 vers 30°. Ceci semble indiquer un très fort effet de directivité du mouvement, globalement orienté dans cette même direction de maximum d'amplification.

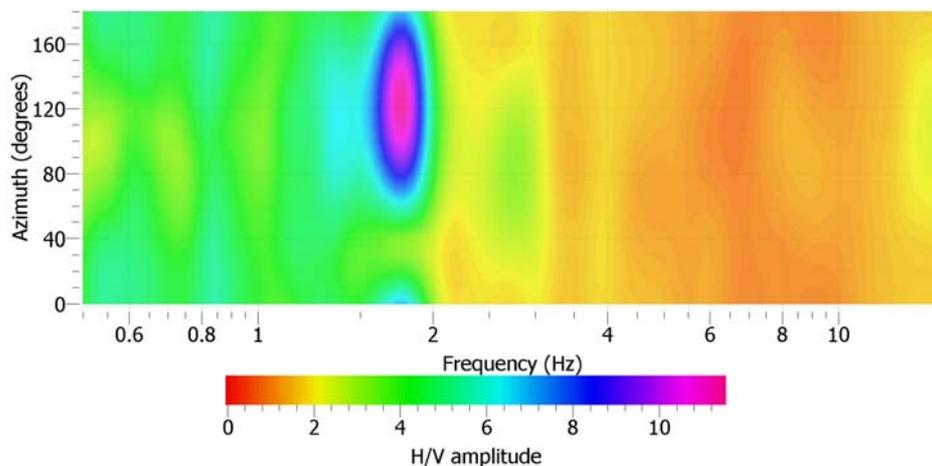


Figure 32 : Evolution de l'amplitude du rapport H/V en fonction de l'angle entre composante horizontales. Le maximum est obtenu vers 120° qui correspond à la direction principale du glissement.

En conclusion, l'ensemble de ces résultats impliquent qu'en première approximation, les mesures de bruit de fond sismique peuvent être utilisées non seulement pour caractériser le mouvement de terrain lorsque le contraste de vitesse est suffisant, mais également, au premier ordre, celui-ci peut servir de modèle de réponse spectrale en cas de séisme. Ils montrent une amplification des ondes sismiques potentiellement forte sur le versant en cas de séisme, même si celle-ci s'avère hétérogène spatialement et dépendante azimutalement. Pour affiner cette dernière, il conviendrait de placer des sismomètres au sein de glissement et effectuer un suivi temporel afin d'enregistrer plusieurs séismes et analyser ainsi statistiquement leur réponse en terme d'effet de site. La réponse azimutale sur le site de Ballandaz semble être corrélée principalement à la direction du mouvement, ce qui était également le cas sur d'autres mouvements comparables à forte pente (del Gaudio et Wasowski, 2007).

### **2.2.5 Imagerie en continu**

La cartographie des écoulements hydriques est un des problèmes déterminant pour la compréhension du site en fonction des aléas climatiques. Les dispositifs de surveillance de type Polarisation Spontanée et électrique ont pu répondre à ce problème (Godio et al., 1996 ; Ushijima et al., 2000). Les aspects techniques de l'acquisition et du traitement des données sont abordés ici sans envisager la modélisation des potentiels d'électrofiltration et d'électrodiffusion (Lassachagne and Aubert, 1989 ; Darnet and Marquis, 2003).

Les données d'imagerie en continue présentée dans cette partie sont issues des mesures PS acquises par le réseau mis en place par l'équipe du projet. Nous n'analyserons ici que les distributions spatiales fines de ces données et leur évolution temporelle à grand pas de temps ; l'analyse fine temporelle sera détaillée dans la dernière section de ce rapport.

Une carte différentielle de PS réalisée sur tout le site entre 2 saisons a donc été élaborée de façon à identifier les zones d'écoulements transverses (Figure 33). Cette carte montre clairement que la zone aval du versant est le siège d'une anomalie importante (valeurs négatives). Sachant que ces anomalies sont le résultat d'un déséquilibre ionique, il est fortement suspecté qu'elles soient le résultat d'écoulements des eaux chargées ioniquement provenant de la partie amont (le réservoir) et s'écoulant gravitairement vers la partie aval (l'accumulateur).

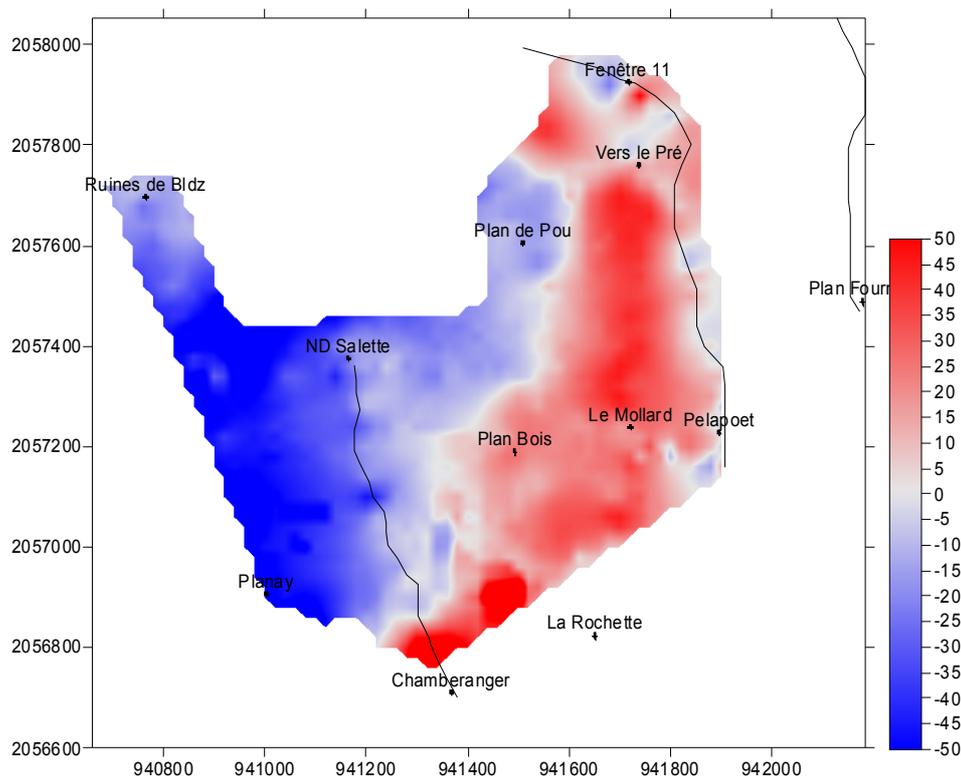


Figure 33 : Différentiel de signaux PS entre deux saisons.

### 2.3 ETUDE PAR MODELISATION GEOMECHANIQUE DE L'IMPACT DES CONDITIONS AUX LIMITES DU SYSTEME EN MOUVEMENT SUR SA DYNAMIQUE

Les glissements de terrain dans les massifs rocheux altérés sont très sensibles aux précipitations atmosphériques. En effet, les apports en eau, qui se traduisent par des changements de niveaux des nappes phréatiques et des variations de pressions interstitielles, conditionnent les amplitudes des mouvements. Si de petites pluies continues n'entraînent pas forcément la saturation du milieu et une réponse cinématique du glissement, un orage intense et ponctuel peut conduire à une réponse cinématique importante, souvent différée de quelques jours. En revanche, si le milieu a été saturé auparavant par de fortes pluies, des précipitations moins importantes peuvent engendrer une réponse cinématique quasi immédiate. Ces observations laissent penser que les vitesses que l'on peut mesurer sur de tels massifs sont rythmées par les saisons et que l'apport hydrique est le facteur majeur à prendre en compte si l'on souhaite prédire l'évolution des mouvements.

Ces aspects sont modélisés selon deux approches. La première intervient après la réalisation d'une période suffisante de suivi et a pour principal objectif de simuler le comportement du massif sous certaines sollicitations naturelles (climatiques) ou anthropiques (travaux de confortement). Elle s'appuie sur les résultats de la phase de caractérisation mais aussi sur une étape de rétro-analyse fondée sur les premières mesures effectuées. A partir de ces résultats, un modèle pouvant décrire le comportement hydraulique et mécanique des massifs de sol à une grande échelle

d'espace est établi. Orientée principalement sur le calage des résultats des mesures de déplacement, ce modèle devra à terme être capable de les reproduire (ou tout au moins de les approcher). La complexité de la géométrie et des champs de déplacements observés devraient sans doute nécessiter la mise en place d'un modèle plus complexe capable de modéliser des grandes déformations continues ou locales. Pour cela, nous proposons de prendre en compte un nouveau (dans son application à la géomécanique) critère de stabilité matérielle, lié au signe du travail du second ordre et dont la théorie élasto-plastique a montré qu'il était l'indicateur de rupture minimal (en ce sens que si cette quantité est positive aucun type de rupture - quelle qu'elle soit - ne peut apparaître). L'expérience maintenant acquise montre que ce critère est bien adapté en particulier à la détection des modes de rupture diffus mais contient les modes de rupture localisés en bandes de cisaillement (Darve and Laouafa, 2000 ; Hamadi et al., 2008).

Dans un deuxième temps, faisant l'hypothèse d'une surface de rupture existante, un modèle de glissement visqueux dont les paramètres (viscosité, seuil, etc) dépendent de la quantité d'eau présente dans le joint rocheux constituant cette surface de rupture, est proposé afin d'expliquer ces corrélations. Un modèle basé sur le glissement d'une masse le long d'un plan visqueux a donc été développé à cette fin. Il intègre les paramètres géométriques propres au glissement (sa masse, sa longueur, la pente de sa surface de rupture principale...), déterminés grâce à caractérisation du site faite à la section 1. Le modèle prend aussi en compte les paramètres hydrauliques, déterminés à la section 3, afin de reproduire un modèle d'infiltration d'eau dans le joint rocheux (perméabilité, quantité d'eau présente, débit entrant et sortant...). Des relevés des stations météorologiques proches sont aussi utilisés (pluviomètres et nivomètres) pour introduire l'apport en eau dans le massif.

### **2.3.1 Evaluation des modèles et validation**

Cette évaluation a comme objectif principal d'analyser les mécanismes identifiés par les investigations sur site (Foerster and Modaresi, 2003). Cette modélisation, volontairement simplifiée par une approche 2D, a pour but de définir la sensibilité des mécanismes aux divers facteurs de contrôle, statique ou dynamique (géométrie, hydrogéologie et climatologie, mécaniques). Elle permet de définir certaines priorités entre les différentes caractérisations possibles à moyen-terme. Cette modélisation se limite principalement à la simulation des mécanismes d'initiation et de déplacements courts, mais elle permet d'évaluer la stabilité du massif dans son état actuel. Plusieurs modèles sont utilisés conjointement. On s'intéresse en particulier à la modélisation des écoulements hydriques et des pressions interstitielles dans le versant, avec des outils de simulation plus ou moins complexes.

Après une période d'équilibre sur le site, il semblerait, d'après les mesures de déplacements inclinométriques, que le versant évolue vers une instabilité depuis fin février 2007. Mais en observant les moyennes des vitesses, il semblerait que cette instabilité ne soit pas « périodique » mais fasse suite à une fonte des neiges moins graduelle par exemple ; en effet, le 25/02/2007 l'épaisseur de neige était de 721 mm et elle est passée à 138 mm le 01/03/2007. Le sondage carotté 1 (SC1), montre que la variation de la teneur en eau à  $-0,90$  m ( $\theta_1$ ) suit celle de l'apport en eau à la surface du sol. La teneur en eau à cette profondeur augmente (de façon rapide mais progressive) sur la période du 24/11/2006 au 03/03/2007, ce qui correspond à une

période d'imbibition (stockage d'eau) étant donné que la teneur en eau à -1,90 m est moins affectée de manière générale. On observe ensuite jusqu'au 27/05/2007 la diminution progressive de la teneur en eau à -0,90 m ( $\theta_1$ ), ce qui correspond à la période de drainage. Il est à noter qu'un apport d'au moins 10 mm d'eau cause l'augmentation de  $\theta_1$  excepté pour la période du 24/04/2007 au 26/05/2007, où nous avons probablement un processus de ruissellement ou de rétention majoritaire. Sur cette même période on observe les variations du niveau piézométrique qui suivent celles de la teneur en eau  $\theta_1$  à -0,90 m, et celles de la pression interstitielle qui suivent celles du niveau piézométrique. De plus, l'accélération des déplacements de l'inclinomètre 2 à partir du 01/03/2007 correspond à la montée du niveau piézométrique à -1,83 m.

Dans la suite de cette section, deux approches sont abordées pour simuler le comportement mécanique du versant en 2D en fonction des apports hydriques. Dans un deuxième temps, un modèle s'apparentant à un système constitué d'un réservoir d'accumulation d'eau avec une loi exponentielle de vidange, associé à une relation linéaire simple entre la hauteur d'eau cumulée et la vitesse estimée du mouvement est proposé.

### 2.3.2 Simulations par méthode « éléments finis »

Dans cette première partie, les modèles et résultats obtenus par l'INPG sont présentés. Concernant ces travaux, on considère que le comportement des sols est suffisamment bien décrit par les modèles elasto-plastiques. Ainsi les méthodes permettant de décrire la rupture d'un massif se basent souvent sur un critère de limite de plasticité. Mais dans certains cas, ces critères ne permettent pas de décrire les phénomènes réels, comme par exemple des cas de liquéfaction statique ou de localisation en bandes de cisaillement observés expérimentalement à l'intérieur de cette limite de plasticité. C'est pourquoi nous utiliserons le critère de Hill, qui à notre sens permet de détecter toutes ces instabilités (si l'on excepte les instabilités dynamiques dites « par flottement »). Pour ce dernier, un état de contraintes déformations est dit instable si on peut poursuivre la déformation dans une direction de chargement sans apport externe d'énergie. Ce qui se traduit sous forme locale par le critère de stabilité suivant :

$$d\sigma d\varepsilon > 0$$

Dans une première partie une étude analytique et numérique de ce critère est menée. Puis, nous montrerons qu'une modélisation éléments finis (hydromécanique couplée) permet de décrire certains mécanismes de rupture du glissement de Ballandaz.

#### 2.3.2.1 Travail du second ordre local

Lorsqu'on dispose de lois de comportement incrémentalement linéaires par morceaux (ce qui est le cas de la grande majorité des modèles), le critère du travail du second ordre peut s'écrire de la façon suivante :

$$d^2W = 0 \Leftrightarrow \underline{\underline{d\sigma M d\sigma}} = 0 \Leftrightarrow \underline{\underline{d\sigma Ms d\sigma}} = 0$$

Avec  $\underline{M}$  la matrice constitutive dans la zone tensorielle considérée, et  $\underline{M}_S$  sa partie symétrique. La dernière égalité, est en fait l'équation d'un cône elliptique dans l'espace des incréments de contraintes :

$$\frac{1}{E_1}d\sigma_1^2 + \frac{1}{E_2}d\sigma_2^2 + \frac{1}{E_3}d\sigma_3^2 - \left(\frac{v_1^2}{E_1} + \frac{v_2^1}{E_2}\right)d\sigma_1d\sigma_2 - \left(\frac{v_3^2}{E_3} + \frac{v_2^3}{E_2}\right)d\sigma_2d\sigma_3 - \left(\frac{v_1^3}{E_1} + \frac{v_3^1}{E_3}\right)d\sigma_3d\sigma_1 = 0$$

A partir de cette équation, on se rend compte qu'en un point matériel donné, l'instabilité dépend des directions de sollicitations (le même raisonnement peut être fait en considérant l'espace des incréments de déformations). Si cette équation n'admet aucune solution, alors le point matériel est inconditionnellement stable. A l'inverse, le point matériel est potentiellement instable : si la direction de sollicitations envisagée est inscrite dans le cône elliptique solution, alors le chemin de chargement est instable. Néanmoins, sur ces chemins, l'effondrement ou la rupture effective de l'échantillon est conditionnée par la variable de contrôle imposé. Par exemple, lors d'un essai triaxial non drainé effectué sur un sable très lâche, le chemin devient instable au pic du déviateur des contraintes (à ce pic le chemin entre dans un cône), mais l'effondrement n'a lieu à ce pic que si la force axiale est pilotée. Dans le cas contraire l'essai peut théoriquement être mené jusqu'à la liquéfaction statique atteinte sur le critère de Mohr-Coulomb. Pour conclure sur cette équation de cône elliptique dans le cadre de l'élastoplasticité, il faut vérifier de plus si les solutions de l'équation du cône appartiennent à la zone tensorielle du calcul : zone de charge plastique, ou de décharge élastique. Le cas échéant il faudra tronquer le cône à la frontière de la zone tensorielle (PRU 09a, PRU 09b, PRU 09c). La Figure 34 présente des résultats obtenus avec le modèle octo-linéaire de Darve (Prunier et al., 2009) qui possède huit zones tensorielles délimitées par les trois plans d'équation  $d\sigma_1=0$ ,  $d\sigma_2=0$  et  $d\sigma_3=0$ .

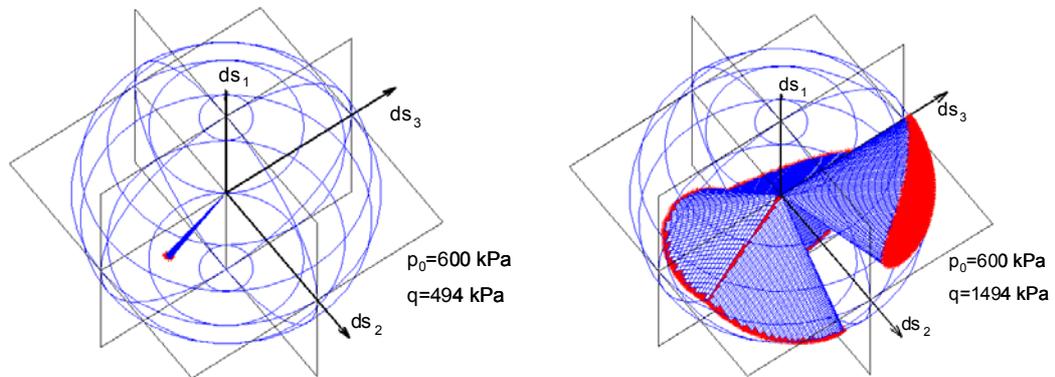


Figure 34 : Cônes d'instabilités obtenus avec la modèle octo-linéaire de Darve

Ces cônes ont été obtenus le long d'un chemin triaxial drainé sur sable dense. Des cônes d'instabilités s'ouvrent dans les différentes zones tensorielles avant d'atteindre le critère de limite de plasticité. Néanmoins le long du chemin triaxial drainé le travail du second ordre ne s'annule que sur le critère de plasticité.

### 2.3.2.2 Modélisation de la stabilité du bassin versant de Ballandaz

Dans ce paragraphe, nous présentons une simulation du glissement de Ballandaz. Pour modéliser ce phénomène, nous avons effectué une simulation 2D en déformations planes avec le logiciel Lagamine développé à l'université de Liège (Belgique). Le modèle utilisé permet de décrire les phénomènes non saturés hydromécaniques. La loi de comportement mécanique (modèle Plasol) est une loi élastoplastique à simple potentiel plastique, non-associée, avec écouvissage, et s'appuie sur le critère de Van-Eeckelen. Le couplage hydromécanique, se fait par le biais de la pression effective de Bishop. Enfin, le degré de saturation effectif substitué dans la formule de Bishop est calculé avec le modèle de Van-Genuchten.

Dans un premier temps, la calibration du modèle élasto-plastique Plasol du code Lagamine a été effectuée sur les résultats d'essais triaxiaux non-drainés fournis par le CETE. Les résultats montrent les capacités du modèle à reproduire de façon assez fidèle les essais non drainés effectués sur les échantillons prélevés in-situ.

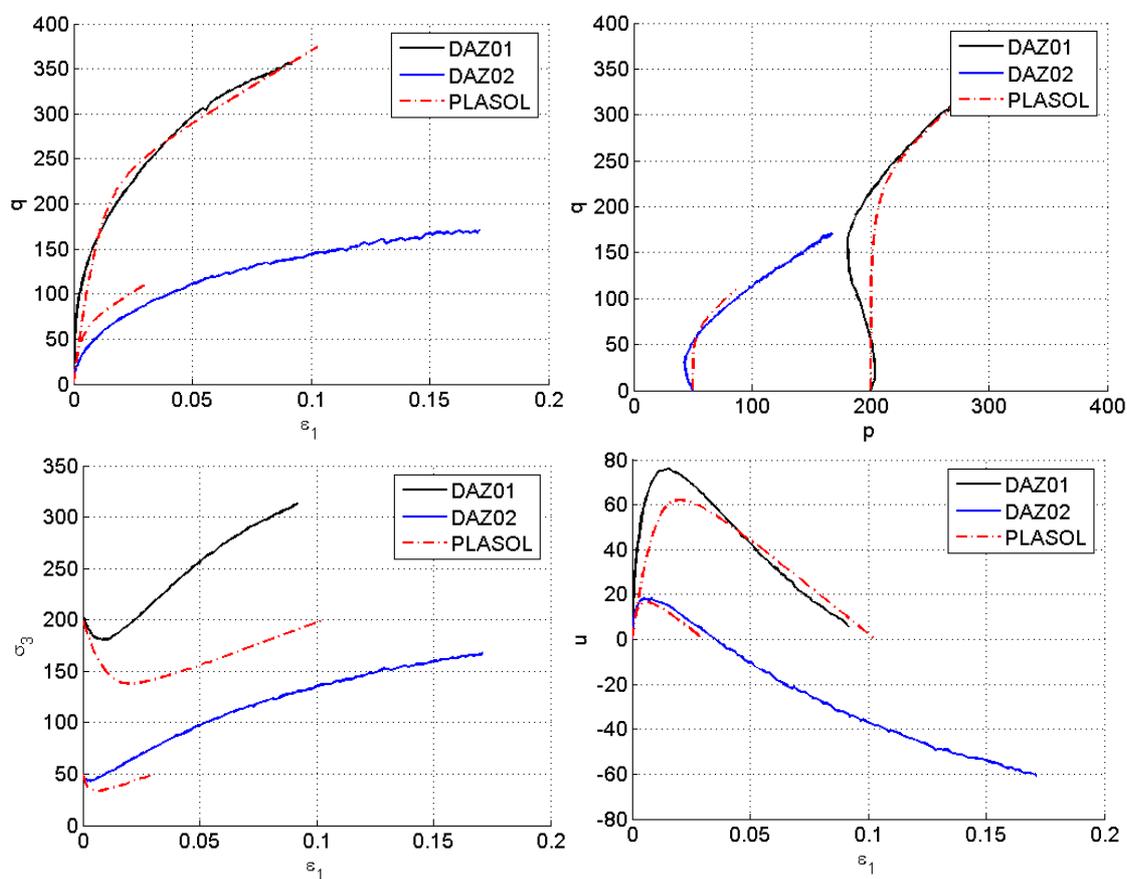


Figure 35 : Calibration du modèle élasto-plastique Plasol sur les essais non drainés in-situ ( $E=15 \text{ MPa}$ ,  $\nu=0.2$ ,  $C=9 \text{ kPa}$ ,  $\varphi=28^\circ$ ,  $\psi=5^\circ$ )

Concernant les simulations, il fallait aussi avoir une bonne idée des propriétés mécaniques de l'eau dans le sol. En effet, le modèle utilisé pouvant prendre en compte le comportement des sols non saturés, une estimation de la perméabilité intrinsèque

ainsi qu'une estimation de la courbe de rétention d'eau des échantillons sus cités ont pu être obtenues grâce à la connaissance de leur courbe granulométrique.

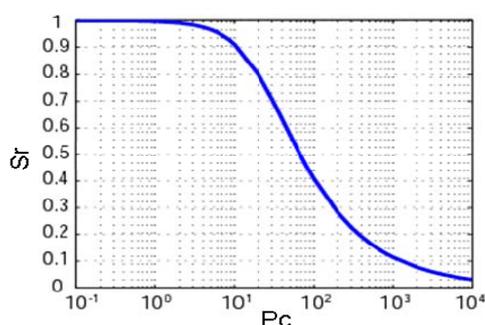


Figure 36 : Courbe de rétention d'eau retenue pour le calcul ( $k_0=3.3 \cdot 10^{-14} \text{ m}^2$ )

La simulation réalisée par la suite s'appuie sur les résultats de la calibration précédente, ainsi que sur une estimation de la géométrie du site et de la profondeur du substratum rocheux.

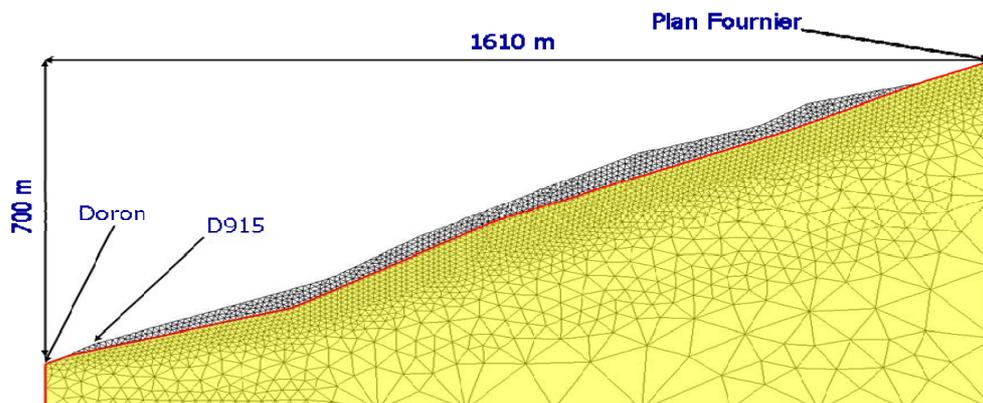


Figure 37 : Géométrie et maillage du site

Elle consiste à prévoir l'influence du niveau de saturation du massif sur sa stabilité. Sur ce modèle, la méthodologie de calcul est la suivante : le massif est initialement à sec et soumis uniquement à la gravité. A chaque pas de chargement, le niveau d'eau est augmenté, ce qui permet de saturer progressivement le massif. Les champs de contraintes et de déformations sont calculés à chaque étape, et la stabilité est estimée par le critère du travail du second ordre : les zones instables correspondent à des valeurs négatives ou nulles du travail du second ordre. Cette procédure est poursuivie jusqu'à la divergence numérique du calcul, qui est considérée comme représentative de la rupture du massif. A cette étape ultime, la principale zone de rupture se situe en pieds du site, soit approximativement entre le Doron et la route départementale. Même si cela ne ressort pas très bien sur la Figure 38, cette zone est totalement saturée à l'étape 15, et le critère de limite de plasticité a été atteint en plusieurs points de Gauss. En outre, la dernière image de cette figure nous indique l'existence d'une région instable à mi hauteur du site. Il est important de remarquer que si ces instabilités se développent dans un secteur de pente plus forte que la moyenne, cette bande se trouve néanmoins à plus de 100 mètres au dessus du niveau de la nappe d'eau et est

par conséquent soumise à d'importantes succions (ce qui devrait stabiliser cette zone). Ceci illustre la sensibilité du calcul à la géométrie du site. En effet sur la Figure 38, on remarque qu'après l'étape 10 du calcul une augmentation relativement faible du niveau d'eau moyen vient complètement déstabiliser le massif jusqu'à mi pente.

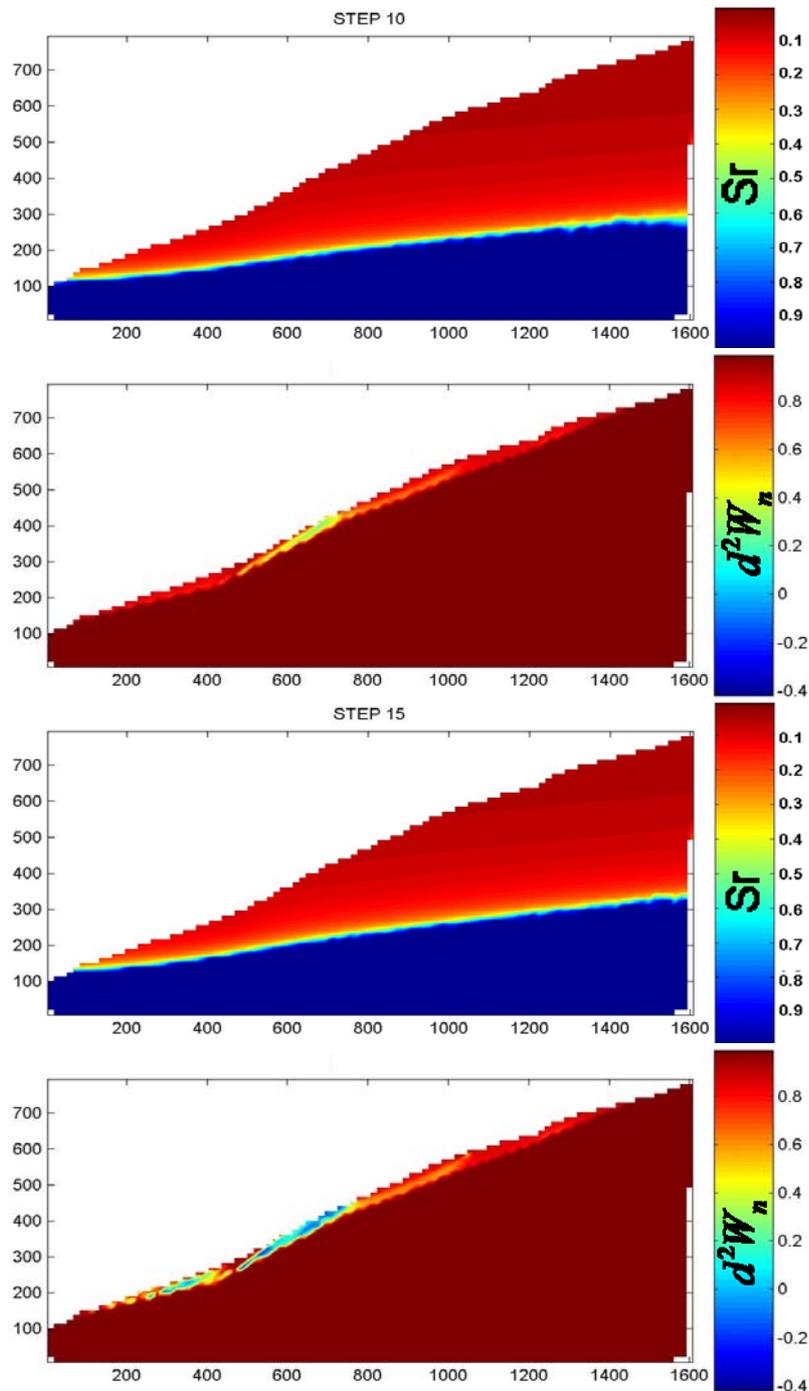


Figure 38 : Evolution des isovaleurs du travail du second ordre local normalisé avec le niveau d'eau dans le massif.

Ainsi, l'évaluation du travail du second ordre en chaque point de Gauss et pour chaque pas de calcul permet de décrire l'évolution des zones instables du site en fonction du paramètre de chargement, et ce sans postuler a priori d'une ligne de glissement privilégiée. Dans la suite, un modèle éléments finis utilisant les mêmes types d'outils numériques que celui de l'INPG a été proposé par l'ECP. Néanmoins, l'approche reste très différente. La zone investiguée par ce calcul est centrée autour de la route et de l'ouvrage qui vient la renforcer au niveau du pont sur le Ru de Ballandaz. De plus la stratégie de la modélisation vise à définir les différents scénarios de précipitations qui déstabiliseraient le massif autour de cet ouvrage.

### 2.3.2.3 Effets des lois de saturation

En complément, l'ECP a réalisé une étude paramétrique visant à comprendre le rôle des paramètres concernant le sol et les conditions climatiques, sur les déplacements induits dans une pente infinie lors d'une période de pluie. Cette étude numérique a été effectuée en utilisant un modèle éléments finis 2D en déformations planes couplé, à l'aide du logiciel Gefdyn. Le comportement du sol de la pente est modélisé à l'aide du modèle de comportement élastoplastique de l'ECP. Le maillage du modèle proposé est basé sur la section P8 de la zone d'étude du glissement (Figure 39a). Parmi les paramètres étudiés, en ce qui concerne le sol, on trouve la perméabilité saturée du sol ( $k_s$ ) et la courbe de rétention (SWCC). Concernant l'aspect climatique, on étudie l'effet de l'intensité de la pluie ( $I_r$ ), le temps et la position initial de la nappe phréatique (GWT).

A continuation quelques résultats marquants sont donnés à titre d'exemple. La Figure 39b présente la distribution du déplacement horizontal obtenue dans la pente après 4h de pluie continue. D'après cette figure, on constate que le déplacement dans la pente suit un mouvement de bloc rigide. Dans la Figure 40, on observe l'évolution du front de saturation en fonction du temps pour une intensité et une perméabilité données. Ce résultat nous permet de confirmer numériquement le fait que dans la zone au-dessus du front de saturation, le sol n'est pas complètement saturé. Ce constat a été montré par divers auteurs dans de recherches semblables à la notre.

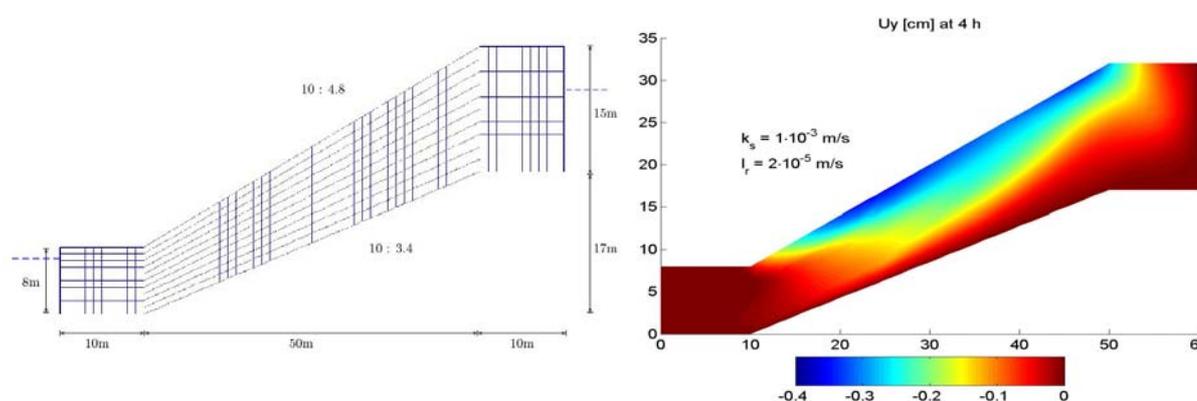


Figure 39 : Géométrie considérée et maillage utilisé et distribution du déplacement horizontal induit dans la pente après 4h de pluie

Dans la Figure 41a, on montre l'effet de l'intensité de la pluie ( $I_r$ ), de la perméabilité saturé ( $k_s$ ) et de la courbe de rétention du sol dans les déplacements induits dans la pente. Comme l'on s'attendait, lorsque l'intensité de la pluie augmente le déplacement induit augmente. On constate aussi que lorsque la valeur de la perméabilité saturée augmente, les déplacements sont plus importants.

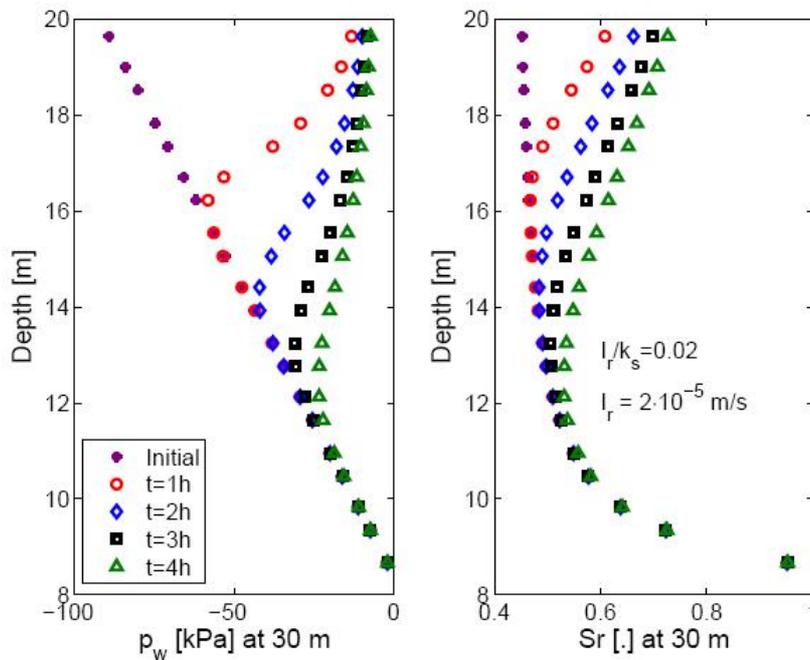


Figure 40 : Evolution en fonction du temps du degré de saturation et de la pression interstitielle au centre de la pente.

D'après la Figure 41b, on constate que la courbe de rétention semble être un paramètre déterminant dans le comportement de la pente. On remarque de grandes variations dans la valeur du déplacement induit lorsque l'on change cette courbe.

Finalement, on montre dans la Figure 42, l'effet de la position de la nappe phréatique sur les déplacements induits dans la pente. Comme l'on s'y attendait, plus la nappe phréatique est proche de la surface, plus le déplacement est important.

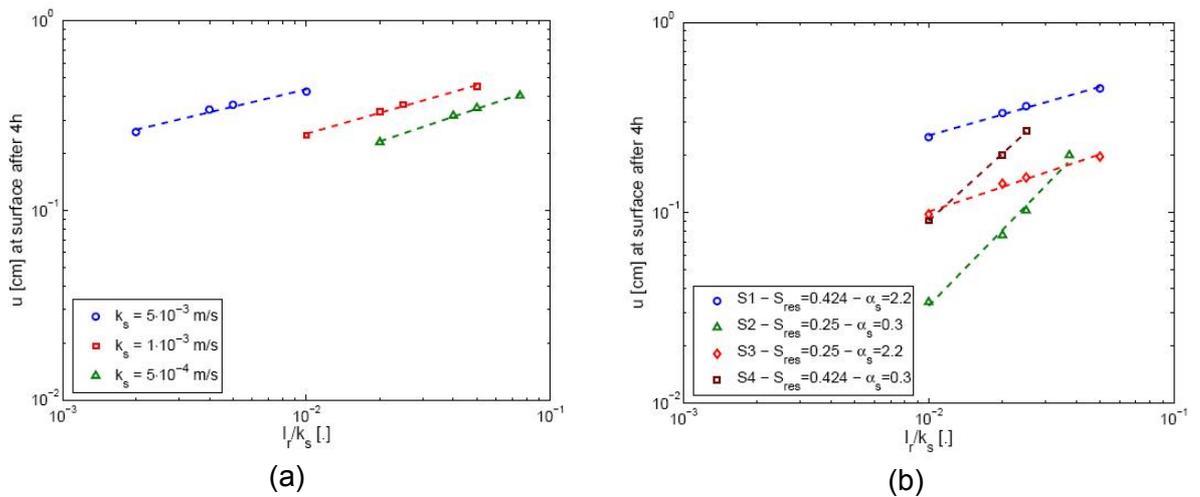


Figure 41 : Effet sur le déplacement induit dans la pente de a) la valeur de la perméabilité saturé du sol et b) de la courbe de rétention du sol.

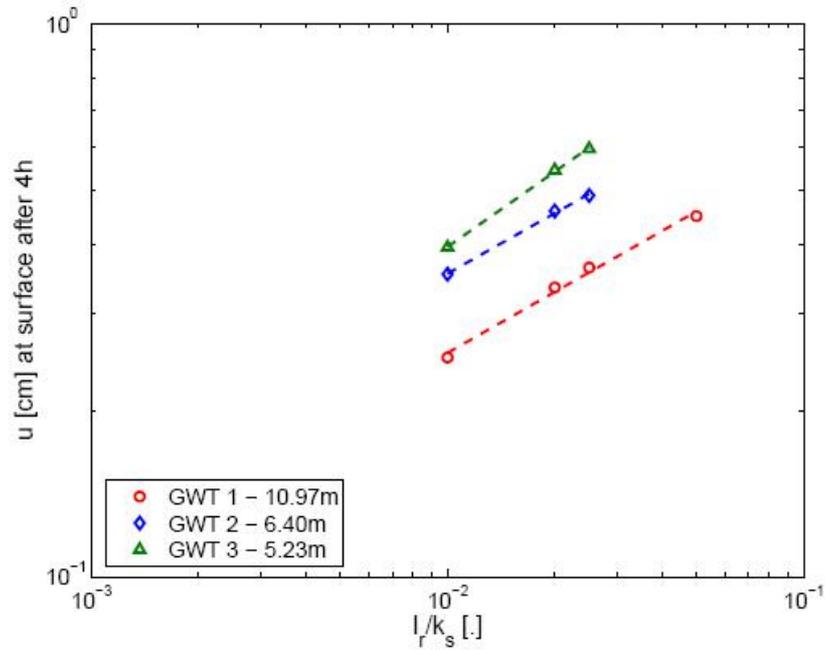


Figure 42 : Effet de la position initial de la nappe phréatique sur le déplacement induit dans la pente.

## 2.4 MISE EN ŒUVRE DES SYSTEMES DE SURVEILLANCE MULTICAPTEURS

La surveillance du site a comporté deux niveaux : la surveillance des écoulements hydriques car ils constituent en première analyse la cause principale de la cinématique globale de la coulée, et la surveillance des déplacements.

## 2.4.1 Surveillance des phénomènes hydriques

C'est essentiellement par monitoring PS et enregistrement des pressions de fluide en forage qu'ont été surveillés le changement de régime des écoulements. Ces deux types de données ont été corrélées aux données météorologiques afin d'étudier les fonctions de transfert eau externe-écoulement interne. Ces données constituent le point d'entrée des paramètres du modèle hydro-géomécanique analytique.

L'activité liée à cette tâche s'est découpée entre l'exploitation des données météo issues de la station placée dans la partie aval du versant et les analyses chimiques réalisées sur les prélèvements d'eau provenant des forages. Ces analyses montrent d'ores et déjà des anomalies en ions principaux qui proviendraient de l'interaction de l'eau du massif avec une lentille de gypse localisée dans la partie aval. Une telle situation pourrait avoir un effet mécanique sur l'activité du glissement à cause des propriétés particulière du gypse, notamment sa haute plasticité.



Figure 43 : Station météo, station d'acquisition Campbell installée sur le site permettant des acquisitions à distance en continue via des interrogations GSM, et activités de forage.

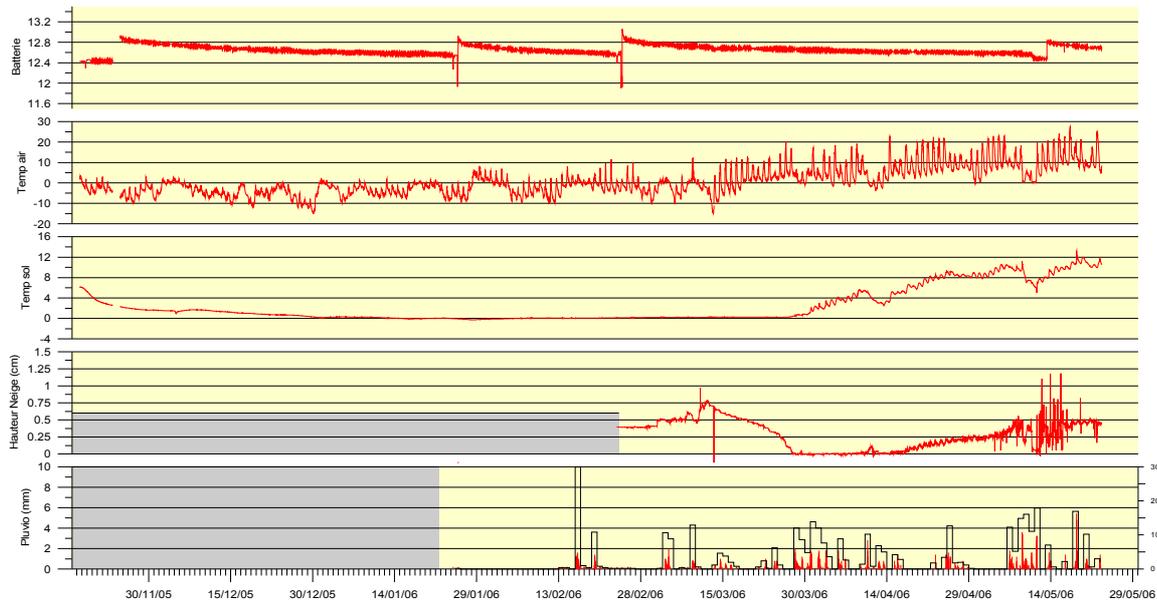


Figure 44 :Exemple de suivi météorologique réalisé à distance

*NB : le capteur de hauteur de neige enregistre bien la neige avant le mois d'avril ; en revanche, la « remontée » de la hauteur de neige après cette date est due à la pousse des herbes dans la prairie.*

## **2.4.2 Surveillance des déplacements**

### **2.4.2.1 Inclinométrie au sein du massif**

Elle intervient par des systèmes de mesure implantés sur le versant (GPS, extensomètres, inclinomètres, etc). Ces données constituent les paramètres de calage du modèle hydro-géomécanique analytique. Pour cette phase, une attention particulière a été portée aux impacts de la déformation induite par le site sur les routes et ouvrages situés à l'aval de la coulée.

Des mesures inclinométriques et piézométriques ont été effectuées en janvier, mars, avril et octobre 2007, ainsi qu'en janvier 2008 : sur l'inclinomètre I5 du SD1 et le I6 du SC2. De plus une balise ARGOS a été posée par CLS et connectée à un piézomètre dans le forage SC1. On dispose de plus de 7 mesures sur les inclinomètres anciens I3 et I4 sur la RD 915.

### **2.4.2.2 Déplacements au sein de l'ouvrage**

L'ouvrage de confortement (berlinoise tirantée) et l'ouvrage hydraulique ont été instrumentés, entre les 5 et 19 juin 2007 avec des capteurs de déplacement (nivelles), des appareils tridimensionnels (SHOB) et des jauges Saugnac, aux niveaux de fissures et de joints de longrines, choisis pour leur emplacement et leur probabilité d'enregistrer des mouvements significatifs, de manière relative (un compartiment bouge par rapport à l'autre, mais les deux compartiments peuvent bouger ensemble), et d'après examen du dossier de récolement de l'ouvrage Les cellules GLOTZL équipant les tirants et présentes sur site font également l'objet de relevés.

La mesure de référence a été faite le 19 juin 2007. Les mesures ont ensuite été poursuivies avec une fréquence mensuelle, les mesures étant interrompues pendant la période hivernale. Ces mesures ont repris en avril 2008, avec une fréquence mensuelle. Au total, 8 mesures ont été réalisées. Un capteur est détérioré après la saison hivernale de 2007.

Trois capteurs enregistrent des mouvements significatifs en 2007, mais cette tendance ne se confirme pas en 2008, avec un réajustement des décalages constatés, comme ci-dessous avec l'enregistrement de la mesure d'écartement entre les longrines L10 et L11, localisée sur l'aile sud de l'ouvrage, côté Pralognan la Vanoise. Ci dessous, les mouvements enregistrés sur ce joint de longrine au niveau du profil 16 (SHOB 17 ; Figure 46).

Ballandaz  
SHOB 17 - direction X  
Longrine L10/ L11, P10+2m

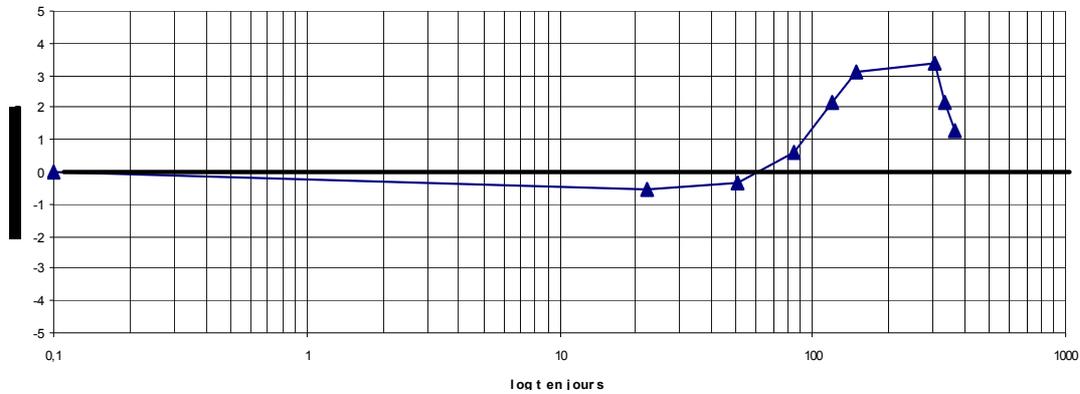


Figure 45 : Ecartement dans le temps du longrine L10/L11



Figure 46 : SHOB 17

On constate toutefois que les déformations se sont produites, sur l'ensemble des capteurs de manière coordonnée avec une augmentation des déplacements sur les mesures de septembre à novembre 2007. Le pic n'est pas enregistré en raison de l'interruption des mesures. D'autre part, en comparant ces mesures avec les relevés topographiques (Conseil Général de Savoie – SAGE), on constate que l'ouvrage ancré (tirants et micropieux) ne suit pas les déformations du sol : l'ordre de grandeur des déplacements maximaux enregistrés en amont est de 2 cm, et de 5 à 6 cm en aval, sur la période de référence des mesures entre 2007 et 2008. Comparés aux variations millimétriques enregistrées sur les capteurs équipant l'ouvrage, on peut en conclure que l'ouvrage « flotte sur le glissement » comme un « bloc rigide » et qu'il se déplace avec lui, en supportant la route, tout en permettant le maintien du niveau de service de cette infrastructure.

Les mesures sur les cales GLOTZL mettent en évidence une valeur de 50 à 65 kN sur la cellule G1, la valeur de 50 kN correspondant à la traction de service initiale appliquée (dossier de récolement de l'ouvrage) et une traction variant entre 295 et 320

kN sur la cellule G2. La traction limite calculée pour un tirant de 20 m est de 317 kN. Les raisons pour lesquelles on observe un comportement aussi différent entre deux ancrages restent à trouver.

L'ouvrage hydraulique permettant le franchissement du ruisseau de Ballandaz est un ouvrage ancien en maçonneries de pierres taillées, probablement fondé superficiellement. Il a subi beaucoup plus de dommages, puisque qu'ayant traversé toutes les crises. Un affaissement du tablier est constaté en 2007, et une évolution des fissures des piédroits de l'ouvrage (1 cm d'ouverture observé entre mars 2007 et avril 2007, stabilisé depuis).

### **2.4.3 Faisabilité d'un système de surveillance**

Cette dernière partie se propose de définir une stratégie en matière de surveillance grâce au développement d'une centrale d'analyse, détachée de tout système d'alerte. A l'origine, l'objectif était d'estimer la progression du mouvement dans le temps grâce aux modèles géomécaniques calés par les données structurales et les conditions aux limites prévues (étape de prédiction), de mesurer l'écart au sens probabiliste entre les prédictions et les mesures issues du système de surveillance afin d'anticiper les changements de régime du glissement (étape d'analyse), de fusionner la prédiction avec les mesures, par exemple par approche bayésienne (Kelly, 2001), afin d'améliorer la connaissance de la cinématique du glissement (étape d'enrichissement) et d'intégrer dans le système les régimes encore non connus mais possibles (étape d'apprentissage).

Devant les faibles intensités de déplacements observés, il n'a pas été possible de réaliser ces objectifs dans leur globalité. Néanmoins, un modèle de glissement simplifié a pu être développé et testé sur les chroniques pluies/mouvements disponibles.

#### **2.4.3.1 Analyse des données et modélisation par un réservoir à vidange exponentielle sur une période pluriannuelle**

Cette partie ne traite que de la modélisation analogique entre les apports en eau et la vitesse du glissement. Les points de levé sont répartis à proximité de la route départementale (Figure 47) et concernent les points de suivi topographique (Pt), les inclinomètres (I) et les piézomètres (Pz).

#### **Précipitations, piézométrie et déplacements**

Les déplacements de l'inclinomètre I4 ont commencé à être relevés au cours du glissement, le 27 janvier 2003. La mesure est relative à une valeur origine considérée nulle à cette date. L'évolution du glissement est en progression régulière avec une vitesse moyenne de l'ordre de 1,5 mm/mois, soit 18 mm/an environ (Figure 48). Cette évolution est confrontée aux apports en eau mesurés à la station de Bozel, située à quelques km à l'aval. En comparant les piézomètres, on remarque une assez bonne corrélation entre les divers relevés (Figure 49) : les montées du niveau sont réactives aux périodes pluvieuses et les baisses de niveau correspondent aux périodes estivales, sauf pour le piézomètre Pz-i4 (situé à côté de l'inclinomètre I4) qui est en retard durant l'été 2003 et reste au niveau le plus élevé au cours de l'année 2004.

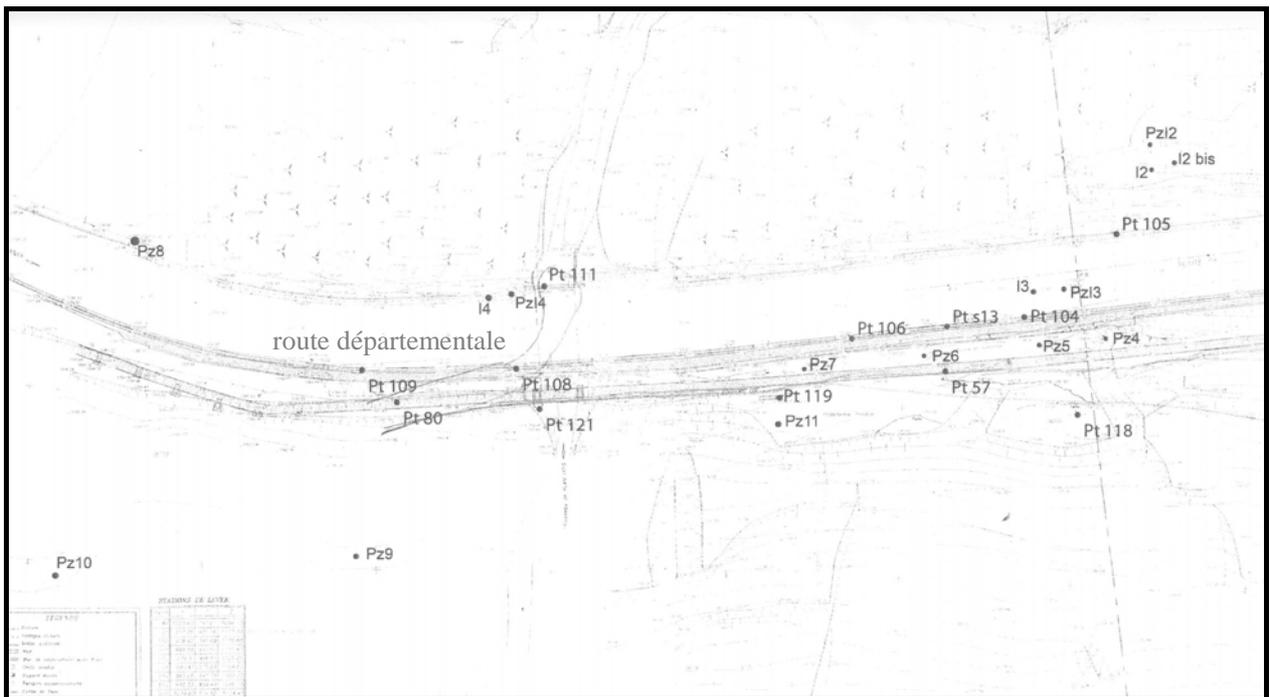


Figure 47 : Position des capteurs (Pt), des inclinomètres (I) et des piézomètres (Pz).

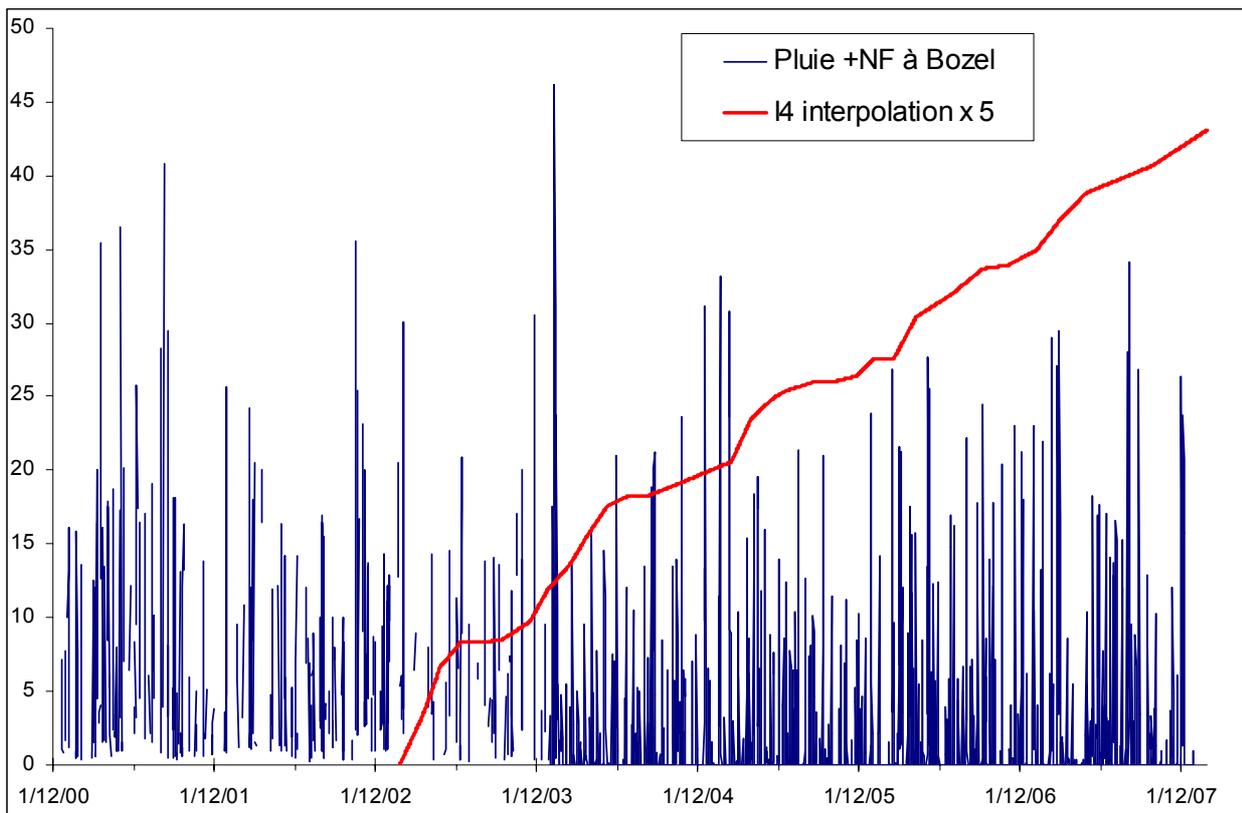


Figure 48 : Cumul pluie + neige fondue à Bozel et déplacement de I4 en tête (x5).

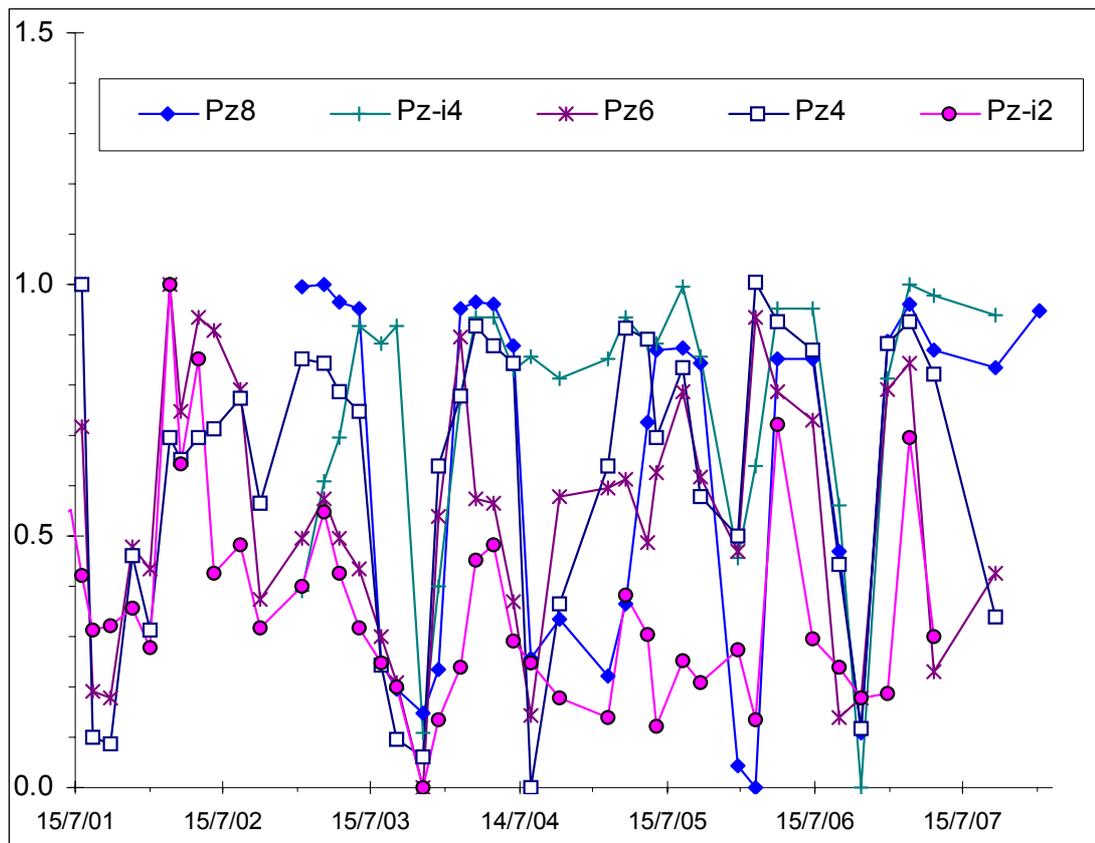


Figure 49 :Relevés de quelques piézomètres.

### Calcul des vitesses à partir des déplacements mesurés

Les relevés ont été effectués manuellement au cours de visites sur le site. L'intervalle entre les levés effectués sur les piézomètres ou sur les capteurs de déplacement est assez élevé, 50 jours en moyenne, et peut atteindre 150 jours (Figure 50).

Les vitesses de glissement sont calculées d'après les déplacements mesurés en divers points dispersés sur le site et dans 4 inclinomètres, implantés autour de la route départementale. Les déplacements mesurés par les inclinomètres montrent une augmentation nette du mouvement au début de la campagne de mesure au cours de l'hiver 2000-2001, puis un ralentissement au printemps-été 2001. Les autres capteurs, dont les mesures commencent au printemps 2001, débutent par une accélération assez vive puis montrent un ralentissement au cours de l'été 2002. Le calcul des vitesses d'après les déplacements des capteurs donne un signal qui montre des variations très fortes, surtout au début de la période de mesure (Figure 51).

La comparaison des vitesses calculées à partir des déplacements mesurés, mise en relation avec l'éloignement entre les points, et leur position en amont ou en aval de la route, révèle l'influence de l'ouvrage de confortement (paroi berlinoise) et démontre la cohérence des données qui sont donc utilisables.

Pour l'inclinomètre I2, les mesures ont été effectuées en continu, mais l'appareillage a subi des incidents et la mesure a été réalisée sur une trop courte période de fonctionnement.

On note que les valeurs de la vitesse descendent sous la valeur zéro, ce qui témoigne de la difficulté de réaliser des mesures précises du déplacement qui souffre d'une certaine réversibilité. Les valeurs négatives de vitesse n'étant pas admises, on doit effectuer la moyenne entre deux mesures consécutives et remonter toutes les vitesses à partir de la plus faible vitesse moyenne considérée comme nulle (Figure 52). On note ici une vitesse moyenne de l'ordre de 0,2 mm/j ce qui fait 7 cm/an. Les vitesses calculées tendent à se rapprocher des valeurs trouvées fin 2006 avec l'inclinomètre I2 qui devait permettre une étude plus précise grâce à son système de relevé automatisé.

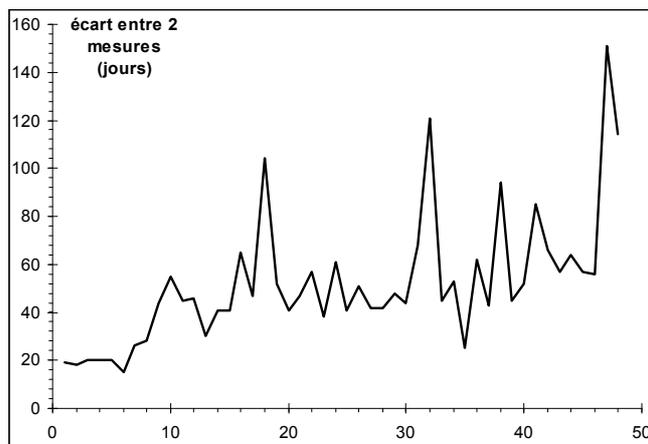


Figure 50 : Ecart temporel entre deux mesures sur les capteurs et les piézomètres.

### Modèle analytique de type réservoir

En 1996, le LCPC avait utilisé un modèle analytique reliant l'hydrologie à la cinématique pour étudier le glissement de La Clapière (Alfonsi, 1997 ; Pouya et al., 2007). Le modèle est un système constitué d'un réservoir d'accumulation d'eau avec une loi exponentielle de vidange, associé à une relation linéaire entre la hauteur d'eau cumulée et la vitesse estimée du mouvement. Cette méthode est testée à nouveau sur le site de Ballandaz.

$$H_j = H_{j-\Delta t} \cdot e^{-b \cdot \Delta t} + K_p \cdot PN_{j-k} \quad \text{et} \quad V_j = V_{j-\Delta t} \cdot H_j / H_{j-\Delta t}$$

$H_j$  et  $H_{j-\Delta t}$ ,  $V_j$  et  $V_{j-\Delta t}$  représentent la hauteur d'eau du réservoir et la vitesse du glissement aux jours  $j$  et  $j-\Delta t$  ;  $\Delta t$  étant l'écart en jours entre deux déterminations.

$e^{-b \cdot \Delta t}$  est la décroissance exponentielle de vidange du réservoir, où  $b$  (en jour<sup>-1</sup>) représente le coefficient de décharge.

$PN_{j-k}$  est l'apport en pluie et neige fondue relevé au jour  $j-k$ , avec  $k$  le décalage temporel de l'infiltration des apports en eau.

$K_p$ , le coefficient attaché à l'apport en pluie et neige fondue.

Avec l'introduction d'un décalage temporel entre la composante hydrologique et la hauteur d'eau calculée, le modèle peut être défini comme un modèle prévisionnel à court terme. Il nous renseigne sur la réaction différée du glissement à l'apport en eau au versant sous l'influence d'un paramètre hydrogéologique interne. Une possibilité d'évolution du glissement est envisagée en faisant varier selon la saison la valeur du coefficient  $K_p$  pour accroître l'influence de la neige fondue en hiver-printemps et réduire les effets de l'eau en été-automne. Notons d'abord la difficulté de comparer un signal à assez haute résolution, une succession d'évènements météorologiques, avec un signal beaucoup plus discontinu mesuré en un point, les déplacements.

Pour l'analyse qui suit, le décalage temporel  $k$  de l'infiltration est supposé nul et l'écart  $\Delta t$  est égal à 1 jour. Dans ces exemples, la hauteur initiale  $H_i$  du réservoir est en m, le coefficient  $b$  est en  $j^{-1}$  et  $V_i$  en  $mm/j$ . La valeur initiale de la vitesse  $V_i$  au jour 1 est égale à la moyenne de la vitesse calculée d'après les mesures de déplacement. La hauteur  $H_i$  et le coefficient  $b$  sont ajustés afin d'obtenir le plus faible écart moyen quadratique entre la mesure et le modèle.

Le calage est réalisé en ajustant l'évolution globale de la vitesse mesurée avec la vitesse calculée au pas de temps quotidien. L'accord entre le modèle et la mesure est assez bon dans l'ensemble des points de mesure testés.

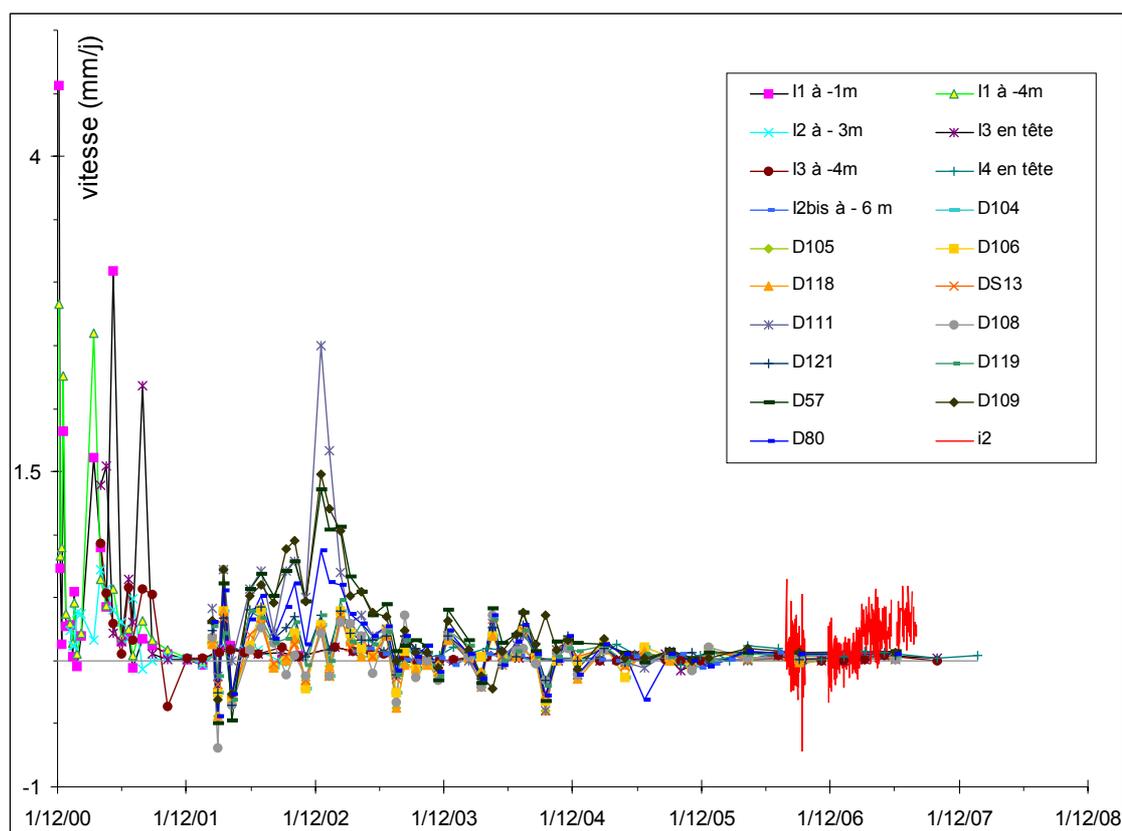


Figure 51 : Evolution de la vitesse des différents capteurs et inclinomètres d'après les déplacements D au point Pt mesurés.

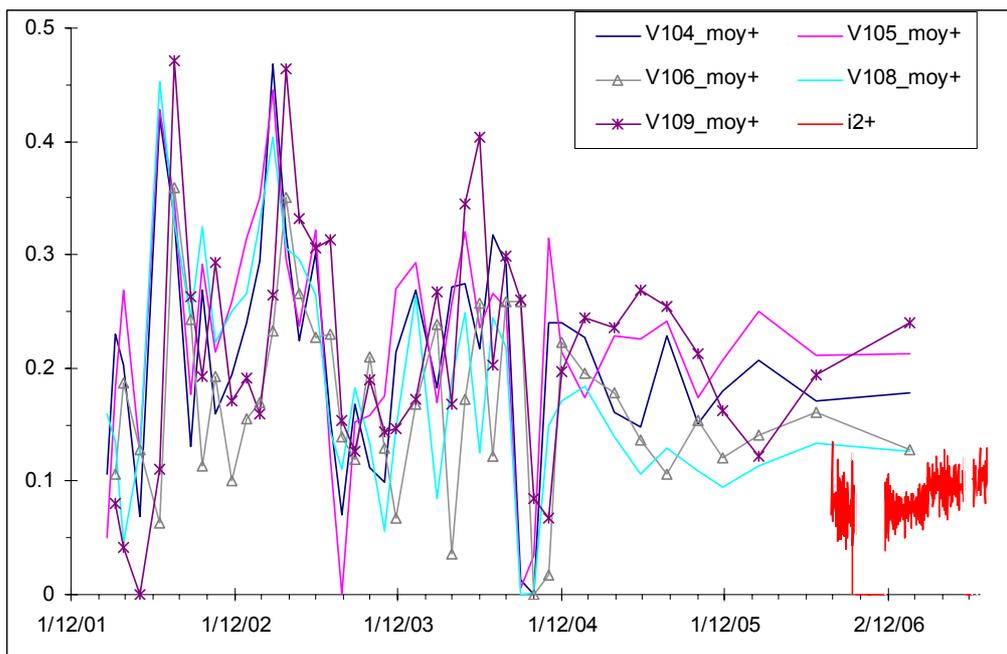


Figure 52 : Vitesses V au point Pt moyennées et ramenées à la valeur positive (2<sup>nd</sup> cas).

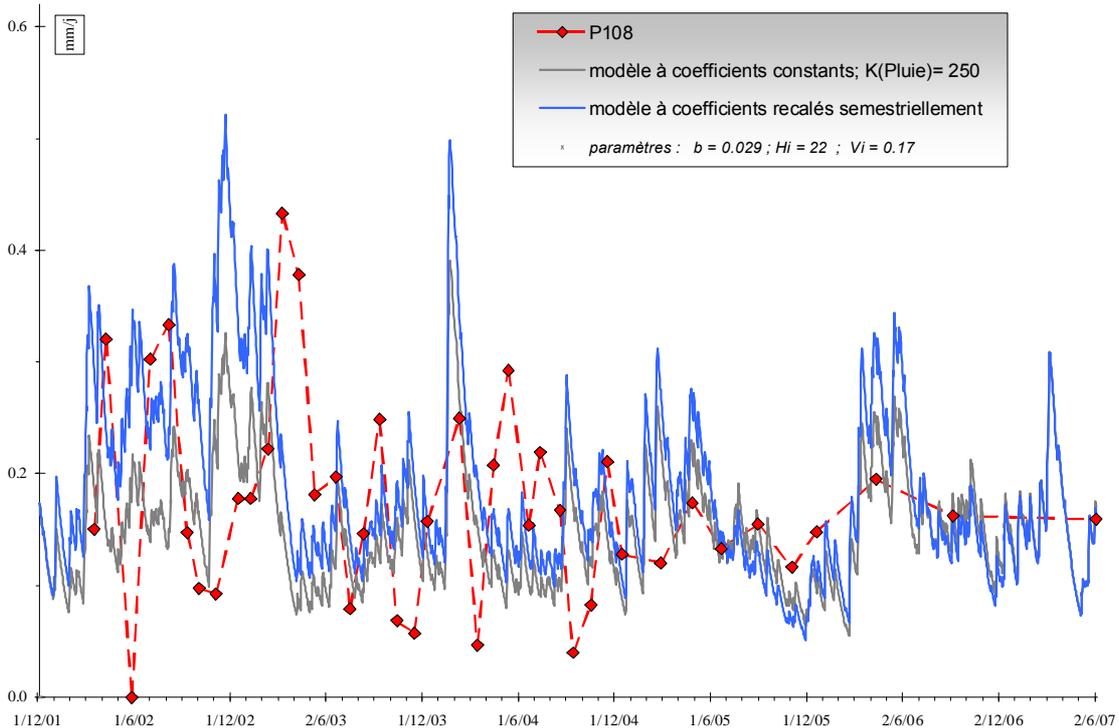


Figure 53 : Comparaison de la vitesse du glissement au Pt 108 et du modèle analytique.

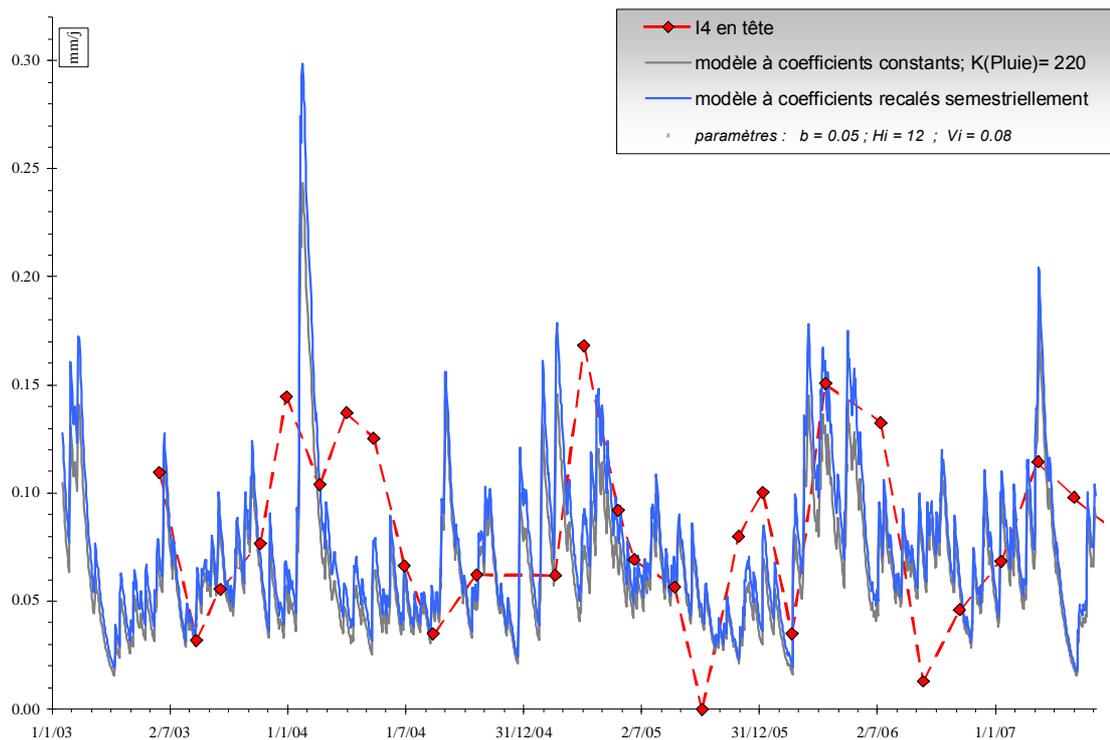


Figure 54 : Comparaison entre la vitesse d'après l'inclinomètre I4 et le modèle analytique.

Les trois signaux aux points Pt 105, 119 et 108 montrent la stabilisation du glissement grâce à l'ouvrage de confortement de la route, et leurs simulations analytiques par le modèle réservoir à vidange exponentielle en rendent bien compte.

Pour le capteur Pt 108, hormis un décalage de plus ou moins un mois avec le modèle au printemps 2003, les mesures semblent mieux suivre les apports en eau (Figure 53). Notons que cette partie du glissement est plus proche de la rivière de Ballandaz.

En ce qui concerne les relevés effectués sur l'inclinomètre I4 en tête (Figure 54), point situé un peu en amont de la route, les effets des apports en eau étant plus sensibles pour le modèle, il s'ensuit des pics intermédiaires plus nombreux mais on retrouve bien les tendances d'accélération du glissement.

### Critique du modèle analytique

Le nombre de données acquises sur le site du glissement de Ballandaz est important, plus d'une douzaine de points de mesure sur une période de suivi de plus de sept années. Ce dispositif permet effectivement de surveiller l'évolution du glissement. Mais la fréquence de mesure s'avère insuffisante pour corréler la vitesse du glissement avec les données d'apports en eau dont on dispose. D'ailleurs, on remarque que la précision du levé des distances avec cette fréquence d'acquisition ne permet de calculer qu'une valeur de vitesse approximative.

Le modèle souffre d'autres insuffisances qui n'en font qu'un modèle de prédiction indicatif : on ne relie pas la notion de réservoir à une conductivité hydraulique du sol

qui rendrait compte du délai de réaction du terrain à l'infiltration et à une capacité de stockage réaliste. De même, on ne connaît pas précisément la quantité d'eau qui est réellement absorbée par le sol, surtout lorsque le sol est en mouvement. Le niveau du réservoir ne représente pas un niveau piézométrique. La relation directe entre la vitesse du glissement en un point et le niveau du piézomètre n'a pas été foncièrement démontrée, et la sensibilité de réaction du modèle aux apports en eau quotidiens est bien plus grande que les fluctuations de niveau du piézomètre en raison notamment d'une disproportion dans la résolution temporelle des deux signaux. Il semble donc nécessaire d'ajouter une temporisation et un seuil maximal de remplissage du pseudo réservoir de ce modèle.

On va tenter dans la partie suivante de modéliser la vitesse de glissement sur une période plus courte en s'appuyant sur les données de précipitations de la station locale, sur des données hydrogéologiques disponibles à partir de la fin de l'année 2006, et surtout sur un enregistrement continu des déplacements dans des sondes placées dans le tube I2-bis.

#### ***2.4.3.2 Analyse et interprétation des données hydrogéologiques et modélisation par un réservoir sur une période courte.***

Il s'agit ici de tirer parti d'une base de données, cinématique, hydrométéorologique et hydrogéologique, plus spécifique au site et plus riche, sur une période plus courte, afin de modéliser des variations à plus courte échelle de temps. Toutes les mesures n'ayant pas débuté au même moment, on ne peut chercher des corrélations entre elles qu'à partir du 24/11/2006, la période d'observation s'arrêtant au 11/06/2007, soit plus de 6 mois de suivi. Cette période est trop courte pour des prévisions, mais elle permet de discuter le rôle des processus dans le sol, notamment la capillarité et l'infiltration, en fonction des apports hydrologiques.

#### **Analyse des mesures hydrogéologiques**

**Mesure de teneur en eau** à partir de sondes TDR installées dans un forage proche de SC1. Les pointes des sondes TDR sont situées à 1,90 m (TDR 2) et à 0,90 m (TDR 1) de profondeur. Période d'observation : du 24/11/2006 au 11/06/2007.

**Mesure de pression interstitielle** : les capteurs sont dans le forage SC1, à 15 m de profondeur (CPI 1) dans un bloc de conglomérat à matrice délavée et à 30 m (CPI 2) dans des graviers de quartzite et schiste à matrice sablo-limoneuse. Période d'observation : du 24/11/2006 au 11/06/2007.

**Mesure pluviométrique.** Période d'observation : du 24/01/2006 au 04/07/2006, puis du 27/07/2006 au 21/09/2006, et enfin du 24/11/2006 au 11/06/2007.

**Mesure de l'épaisseur de neige.** Période d'observation : du 23/02/2006 au 08/04/2006, puis du 24/11/2006 au 11/06/2007.

**Mesure de température** de l'air et du sol à 50 cm de profondeur. Les relevés sont continus sauf du 31/05/06 à 11h00 jusqu'au 24/11/06 à 13h00, ainsi que pour les périodes avec absence totale des données.

**Mesures inclinométriques** : 3 inclinomètres en continu ont été installés dans le forage I2-bis ; ils sont aux profondeurs respectives de 13 m, 13,5 m et 14 m. Période d'observation : du 27/07/2006 au 21/09/2006, puis du 24/11/2006 au 23/05/2007, et enfin du 07/06/2007 au 11/06/2007 (uniquement pour les inclino. 2 et 3).

Il semble qu'un apport en eau d'au moins 10 mm à la surface du sol provoque une augmentation de la teneur en eau à -0,90 m (Figure 55). Ceci excepté pour la période du 24/04/2007 au 26/05/2007 où l'eau de fonte de neige domine, ce qui correspond soit à un processus de **ruissellement** majoritaire, soit à une surestimation de l'eau de fonte (on a pris 10 % de l'épaisseur de neige).

On constate qu'à -1,90 m la teneur en eau varie très peu, excepté pour 3 périodes : le 19/01/2007, puis du 01/03/2007 au 12/03/2007, et enfin le 01/06/2007.

Pour la seconde période, la teneur en eau connaît un pic différé par rapport à une rupture de pente dans la courbe piézométrique (Figure 56), et elle atteint manifestement un plafond qui se maintient plusieurs jours : le terrain est donc saturé et cela est imputable à une **remontée de la nappe**. Le maximum atteint révèle ainsi la porosité que l'on évalue à 43 %.

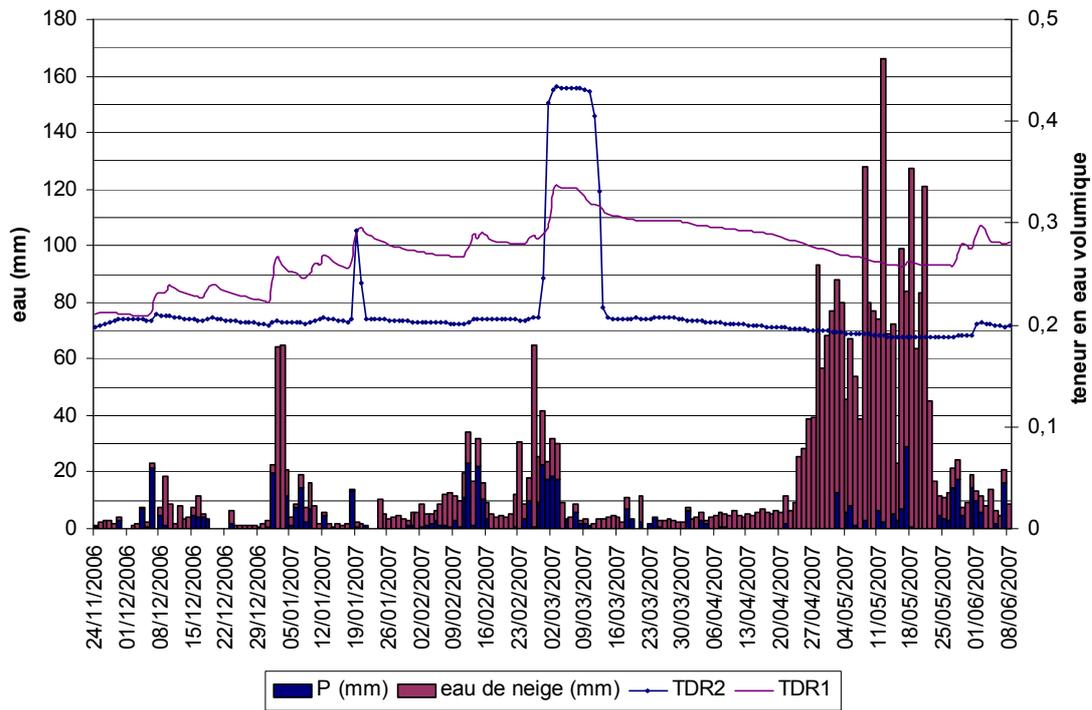


Figure 55 : Teneur en eau volumique TDR 1 (-0,90 m) et TDR 2 (-1,90 m) comparée aux apports en eau (mm).

Pour la première période, qui fait partie de la **période d'imbibition** du terrain, le pic de teneur en eau est là aussi un peu différé par rapport à une rupture de pente dans la courbe piézométrique et on peut donc l'imputer à celle-ci, cette fois sans saturation donc simplement par **capillarité**.

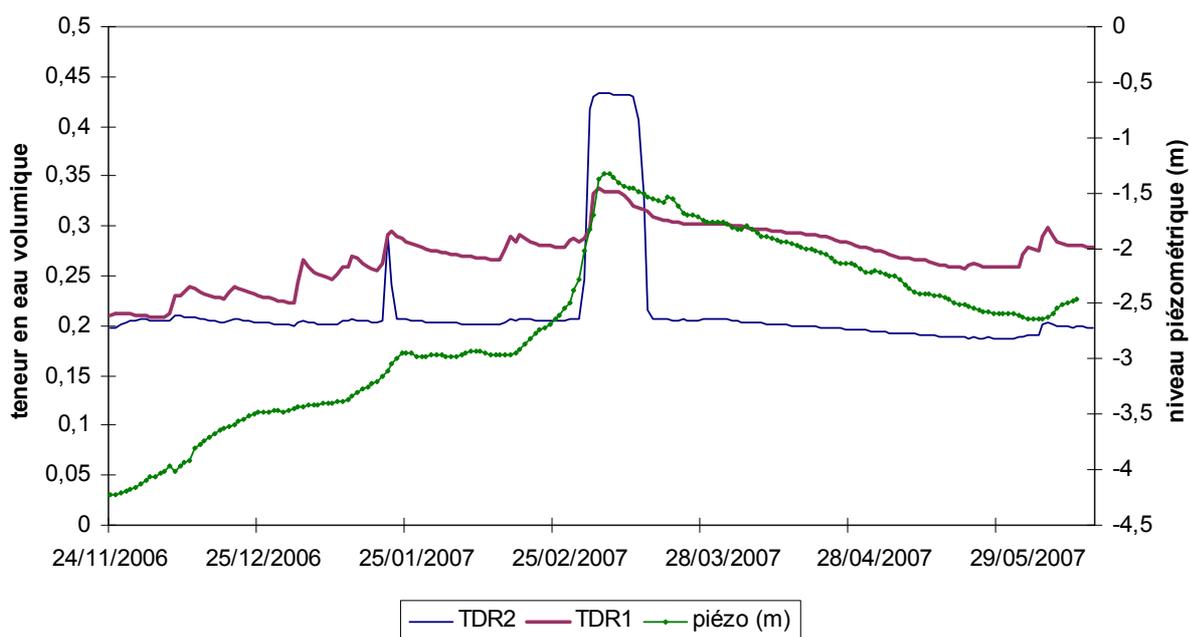


Figure 56 : Mesure de teneur en eau volumique et mesure piézométrique.

Pour la troisième période, le pic de teneur en eau précède la rupture de pente dans la courbe piézométrique, ce qui suggère un mouvement descendant de l'eau. On l'impute donc à l'**infiltration**.

Les pics connus par la TDR 1 à  $-0,90$  m sont donc à associer à la capillarité (possible dans la période 2 où la remontée de nappe est prouvée) ou à l'infiltration (période 3), éventuellement aux deux mécanismes (période 1).

A partir du 01/03/2007, on a une diminution du stockage jusqu'à fin mai, qui correspond à une **période de drainage**, bien caractérisée par la diminution progressive de la teneur en eau sur cette période.

L'évolution différentielle (non parallèle) de la pression interstitielle en CPI 1 et en CPI 2 et l'amplitude des fluctuations plus importante en CPI 1 fait penser à l'existence de compartiments séparés. On observe cependant des corrélations entre les fluctuations de pression interstitielle et les fluctuations piézométriques. Cela signifie qu'il existe quand même une relation hydraulique entre ces compartiments.

Vu les valeurs de pression, on ne se trouve pas dans un milieu saturé. Le fait que la pression à 15 m est plus importante que celle à 30 m de profondeur ne peut donc pas s'interpréter par un gradient et un écoulement descendant.

On remarque enfin que les variations de pression interstitielle à  $-15$  m suivent plus ou moins celles de la teneur en eau à  $-0,90$  m, mais avec un retard d'une dizaine de jours, ce qui peut témoigner du délai imposé par la vitesse d'infiltration. De plus, il y a une chute brutale de la pression interstitielle à partir du 16/04/2007, découplée de la

décroissance progressive de la teneur en eau caractéristique de la longue période de drainage.

Une surface de glissement a été confirmée par le suivi inclinométrique près du Sondage Carotté SC1 : elle doit se situer entre 13 et 14 m de profondeur à l'axe de la chaussée de la RD915 (cote 1100 m). Elle peut correspondre à une surface de grande extension qui affecte une grande partie du versant depuis la cote 2000 jusqu'au Doron (cote 1050 m). Les inclinomètres 1, 2 et 3 analysés ici sont des sondes placées dans un même tube aux profondeurs citées ci-dessus. Placés de part et d'autre de la ligne de rupture, ils donnent l'angle de rotation à leur niveau d'implantation. Ces mesures sont ensuite transformées en déplacements cumulés (Figure 57).

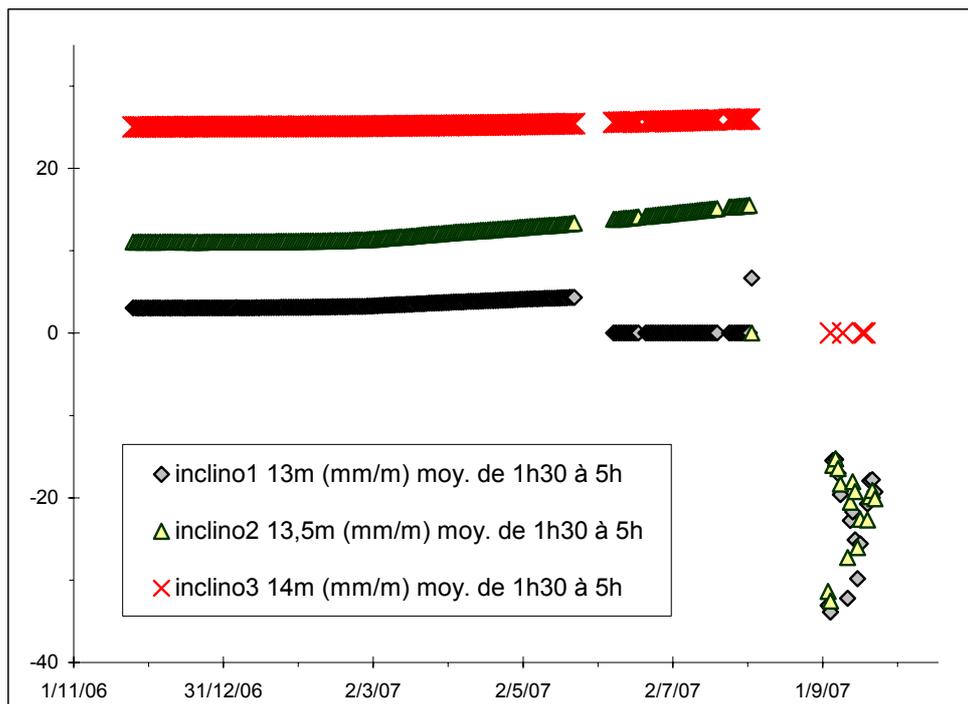


Figure 57 : Mesures déterminées par les relevés des inclinomètres : valeurs moyennes nocturnes.

### Modélisation par un réservoir sur une période courte

Les tests de calage du modèle réservoir ont pointé que la principale difficulté est de rendre compte de la stabilisation des déplacements après la marche de mars 2007. Cette difficulté nécessite de fixer des valeurs différentes aux paramètres par périodes (Figure 58). Ces tests ont montré qu'un décalage d'une quinzaine de jours entre le signal de hauteur d'eau cumulée et la vitesse du mouvement est probable.

Un signal de vitesse de déplacement lissé sur 3 jours a été considéré pour atténuer les fluctuations (chaque valeur est obtenue en soustrayant la mesure inclinométrique du jour N-3 à celle du jour N). Mais le mouvement des sondes comporte des retours en arrière, donc la chronique inclinométrique contient des valeurs négatives : la vitesse

doit être augmentée de 0,005 mm/jour pour ne pas être négative, ce qui fausserait le modèle. On distingue la pluie et la fonte de neige, avec deux paramètres.

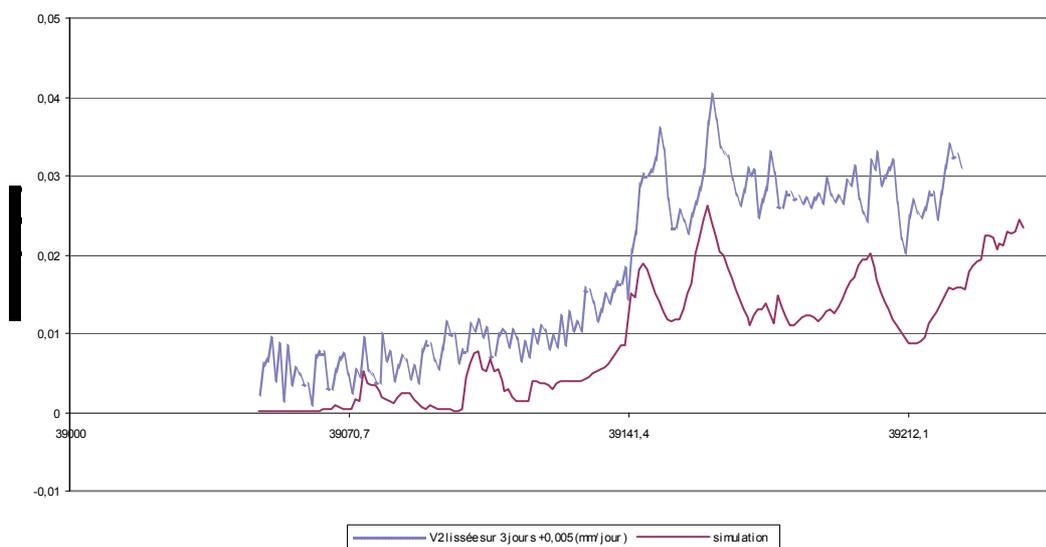


Figure 58 : Résultat de simulation avec le modèle de vidange exponentielle : coefficients divisés par 106 ;  $H_0 = 0,1$  mm ;  $V_0 = 10^{-4}$  mm/jour ; lissage au jour N-3. (cf. tableau ci-dessous).

jusqu'au	$\beta$ (jour <sup>-1</sup> )	$\alpha_p$	$\alpha_n/10$	$\epsilon$ (ETP)
01/01/2007	0,400	200000,000	5000,000	0,000
01/02/2007	0,400	200000,000	5000,000	0,000
01/03/2007	0,100	200000,000	10000,000	0,000
01/04/2007	0,100	200000,000	5000,000	0,000
01/05/2007	0,100	1000,000	50000,000	0,000
01/06/2007	0,100	100,000	3000,000	0,000

En revanche, les essais d'étalement des pics d'apport pour imiter le retard de l'infiltration n'ont pas amélioré significativement l'ajustement du modèle, non plus que les essais d'écrêtement pour imiter le ruissellement.

Les essais de calage de ce modèle ont finalement montré que l'évolution de l'inclinomètre I2-bis n'est pas de nature à révéler le mécanisme du glissement car le signal est dominé pour ne pas dire écrasé par une « marche » dans la vitesse de déplacement à un moment donné, au début du mois de mars 2007.

Le principal changement intervenu à cette date est que la fonte des neiges s'est accélérée : le 25 février, l'épaisseur de neige était de 721 mm et elle est passée à 138 mm le 01 mars 2007. Cela s'est accompagné d'une montée du niveau piézométrique à -1,83 m. Cette instabilité pourrait donc être un phénomène annuel, que l'on observe

aussi sur des données antérieures et qui serait à vérifier sur des données du printemps 2008.

### **2.4.3.3 Modélisation par un joint visqueux sur une période courte.**

Afin d'aller plus loin dans la modélisation, le passage d'un modèle analytique à un modèle mécanique simple prenant en compte non seulement l'aspect réservoir mais aussi le frottement visqueux sur la surface de glissement a été considéré.

#### **Les données en 2006-2007**

On s'intéresse ici aux données pluviométriques et de hauteur de neige fondue ; les données des inclinomètres 1, 2 et 3 sont utilisées pour comparer avec les résultats du modèle analytique, mais sur une période plus longue. Les données accessibles sur le site sont incomplètes à cause des difficultés d'entretien du système de surveillance et de rapatriement des données. Les données absentes à cause d'un problème de capteur ne pourront pas être restaurées. De ce fait, le modèle se fonde sur les données pluviométriques et la hauteur de neige fondue, éventuellement complétées par des données proches du site du glissement afin d'effectuer un calage des paramètres du modèle. Les relevés du pluviomètre situé à Bozel débutent le 24/01/06 à 17h00. Pour la neige fondue, les données délivrés par la station météo France débutent le 23/02/06 à 16h30.

Pour les inclinomètres, on constate l'absence des relevés jusqu'au 27/07/06 à 12h30, puis du 20/09/06 à 22h30 au 1/12/06 à 1h00 et du 1/06/07 à 6h00 au 13/06/07 à 23h30. Les variations journalières sont très importantes. Ceci nécessite une sélection des données, basée sur la valeur moyenne durant la phase nocturne de 1h30 à 5h. La moyenne des données nocturnes met en évidence une accélération du glissement pour l'inclinomètre central. Suite à une défaillance du système de mesure automatique, les données ne sont plus enregistrées à partir de début août 2007.

Quelques uns des paramètres du modèle peuvent être estimés : la masse en mouvement, la longueur, la pente et l'angle de frottement. Les paramètres numériques sont fixés pour l'étude et peuvent être affinés éventuellement. L'épaisseur du joint peut aussi être affinée pour augmenter ou diminuer la quantité d'eau cumulable dans le joint. Il reste quelques valeurs de paramètres qui vont faire l'objet de tests jusqu'à ajustement de la courbe de vitesse calculée par le modèle avec les valeurs mesurées par les inclinomètres.

#### **Le modèle mécanique de joint visqueux**

Dans ce modèle, un bloc rigide de masse  $M$  qui glisse sur une surface inclinée d'un angle  $\alpha$  et de longueur  $L$  est considéré. En un point  $s$  de cette surface et à l'instant  $t$ , on aura une vitesse  $V_s$  :

$$V_{s(t)} = [(1-x_s L)\kappa \sin\alpha - w_s v_r] / (1-w_s)$$

Couplé à un terme mécanique dû à la masse et à la pesanteur, on obtient la variation de la vitesse de glissement pendant un temps  $dt$  telle que :

$$dV/dt = g \sin(\alpha - \phi) / \cos \phi + [\rho_w g \sin \alpha \operatorname{tg} \phi (L - x_s)^2] / 2M - \mu V / M$$

avec les paramètres ci-dessous.

<i>Paramètres physiques</i>		
L	La longueur de glissement (m)	750
$\alpha$	La pente de la surface de glissement (°)	25
$\phi$	L'angle de frottement interne (°)	24
$v_r$	La vitesse d'écoulement (m/j)	25,0
$\mu$	La viscosité (kg/m/j)	5E+17
e	L'épaisseur du joint visqueux (m)	0,005
<i>Paramètres mécaniques</i>		
M	La masse M en mouvement (kg/m)	1000
$\rho_w$	La masse volumique de l'eau (kg/m <sup>3</sup> )	1000
g	L'accélération de la pesanteur (m/s <sup>2</sup> )	9,81
$\kappa$	Le coefficient de drainage (m/j)	20,00
$h_m$	Quantité d'eau maxi absorbable / jour (m/j)	0,076
h(0)	La quantité de pluie et de neige fondue (mm)	0
V(0)	La vitesse de glissement quand t=0 (m/j)	0
$x_s(0)$	Le point de saturation quand t=0 (m)	187,5
$v_s(0)$	La vitesse de saturation quand t=0 (m/j)	0,00
<i>Paramètres du calcul numérique</i>		
N	L'intervalle [0,L] discrétisé en N intervalles égaux	200
dt	Le pas de temps du calcul (jour)	0,04
$t_{est}$	La période d'estimation (jours)	720
$\lambda$	Le coefficient pour l'intégration	0,7
$t_{enr}$	Le pas de temps d'enregistrement (jour)	1

Les valeurs ci-dessus ont été introduites dans le modèle avec un calcul effectué par pas de temps d'un jour.

Les résultats sont présentés sous la forme d'un graphe qui compare le signal des vitesses mesurées et calculées. La courbe en bleu nuit représente les valeurs des apports en eau introduites dans le modèle. Comme le stipule la légende (Figure 59), la hauteur de pluie et la hauteur de neige fondue n'ont pas été cumulées : on a choisi en priorité la hauteur de neige fondue, considérant que la pluie ruisselle alors entièrement. Les vitesses mesurées de l'inclinomètre 2 sont représentées par le trait en cyan. L'absence de données pendant une période ramène à zéro les mesures. Le résultat de calcul du modèle mécanique correspondant aux valeurs des paramètres du tableau ci-avant est représenté en rouge.

Pour la validation du modèle, la continuité et la précision des données de pluie et la hauteur de la neige fondue sont essentielles. Cette partie incomplète sur le fichier peut néanmoins être complétée par les données de Météo-France à Bozel. La période des

données est assez longue, supérieure à un an, mais comporte trop d'anomalies de fonctionnement pour être totalement exploitable. Pour les inclinomètres, la période continue du 24/11/06 au 7/8/07 est exploitable et sert de base minimale d'ajustement avec le modèle.

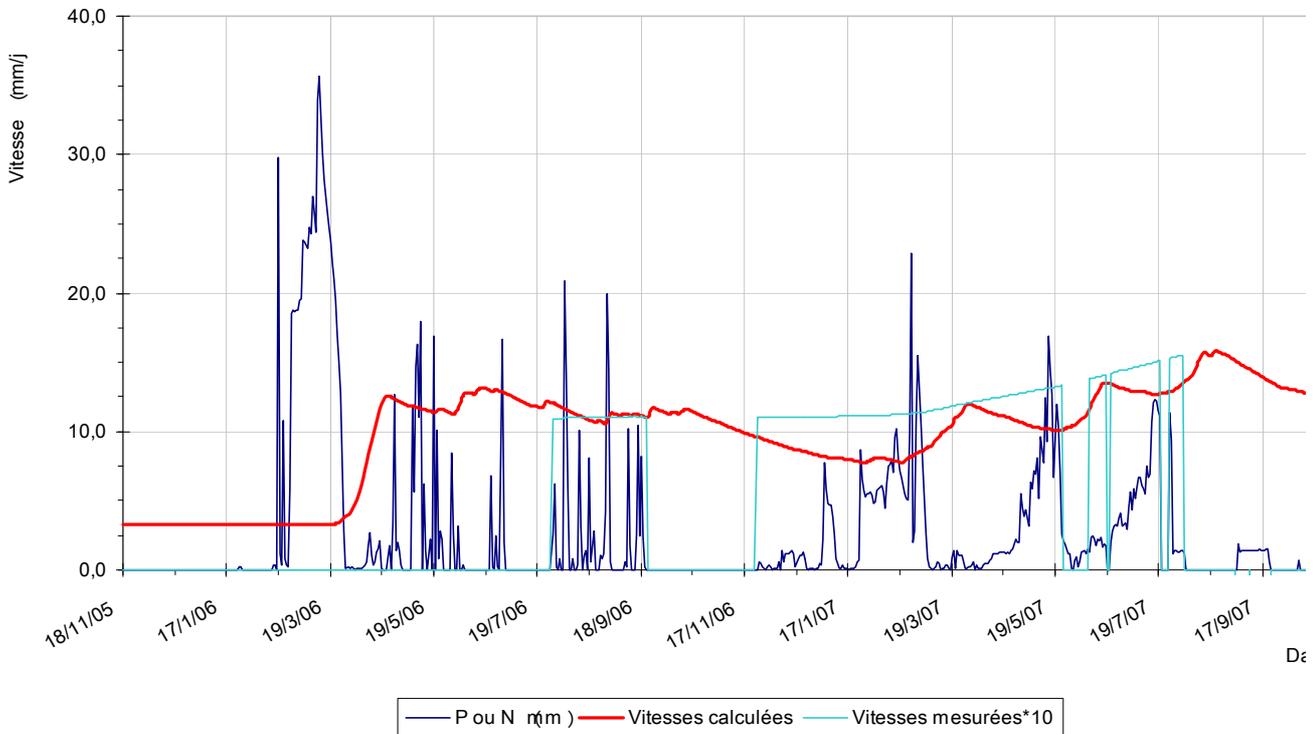


Figure 59 : Représentation du modèle mécanique (rouge) avec les apports neige ou pluie (bleu nuit) et la vitesse de déplacement mesurée (cyan).

Le calage entre la simulation (en rouge) et les mesures de l'inclinomètre 2 (en cyan) n'est pas optimal. On notera une difficulté de calage de la courbe en rouge avec le début des mesures fin août 2006. Cependant l'équilibre entre le remplissage à la vitesse  $V_r$  et l'évacuation du joint d'épaisseur  $e$  et de longueur  $L$  peut être établi. Le premier calage est effectué au début de la mesure en octobre 2006.

L'absence de données pluviométriques en automne 2006 provoque ensuite une décélération du modèle qui conduit à un affaissement de la courbe calculée qui ne se raccrochera pas aux mesures à la reprise de celles-ci fin novembre 2006.

Le calage suivant n'est pas possible, le calcul étant effectué sur les apports en eau, les pluies conséquentes de l'automne + hiver 2006, la fonte de la neige au printemps 2007 suivie de l'été pluvieux 2007, entraînent trois accélérations et des décélérations consécutives dans la simulation. Avec ces valeurs des paramètres, on constate que ce sont seulement les pics de la simulation qui atteignent les mesures (en trois points), la pente moyenne de la simulation ayant une tendance parallèle aux mesures.

Il a donc fallu prendre en compte la totalité des précipitations (Figure 60). En cumulant la pluie et la neige, l'angle de frottement doit être modifié de  $24^\circ$  à  $20^\circ$  et quelques

paramètres ont dû être modifiés pour se rapprocher des mesures. La viscosité étant augmentée et le cumul pluie + neige plus élevé, on note un seuillage de la vitesse calculée sur la zone 4 : le modèle se rapproche des mesures.

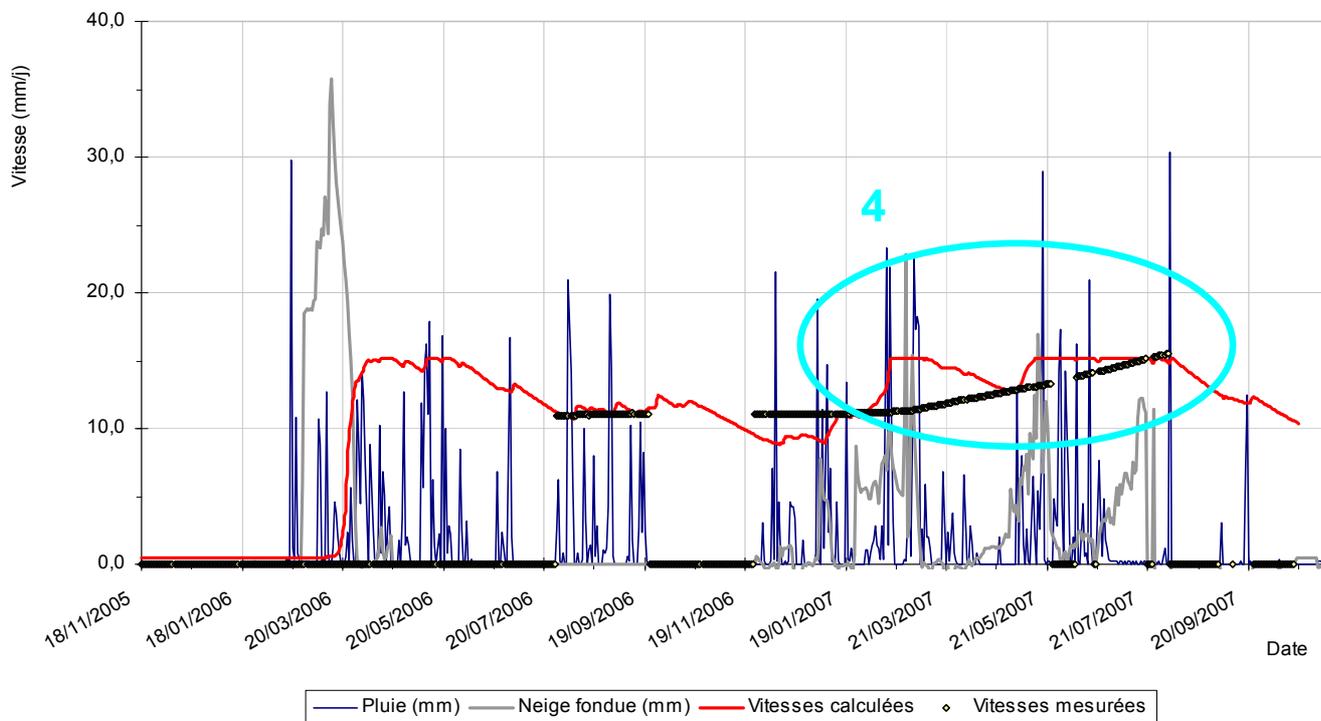


Figure 60 : Représentation du modèle mécanique (rouge) avec les apports totaux en eau (bleu nuit) et la vitesse de déplacement inclinométrique mesurée.

### Critique du modèle de joint visqueux

En mettant en relation la hauteur du réservoir avec les relevés piézométriques, on constate que le remplissage du modèle réservoir est trop sensible aux événements pluvieux. Ceci n'est pas le cas du modèle de joint visqueux. Ce modèle mécanique fondé sur la viscosité du joint d'interface représentant la surface de rupture, n'a néanmoins pas pu être validé. En effet, le capteur ayant été rapidement endommagé, le calage des paramètres physiques n'a pas pu être effectué sur une durée suffisamment longue de mesures en continu.

Il apparaît toutefois sur la série courte où l'on a pu tester le modèle que les apports en eau et la vitesse du glissement, s'ils sont vraiment en relation, n'ont pas une relation traduite par cette formulation du modèle visqueux. Les inclinomètres sont enfouis assez profondément dans le glissement, environ à 13 m de profondeur au niveau de la surface de rupture présumée : leur réaction aux apports en eau n'est pas vraiment comparable au déplacement d'une masse sur un joint qui se remplit à chaque apport en eau avec un court délai de remplissage.

Un modèle qui réagirait aux hauteurs en eau réellement absorbées par le sol serait plus adapté. Il a donc été envisagé de prendre en compte les données des piézomètres en remplacement de la valeur des apports en eau.

#### **2.4.3.4 Qualification du modèle et perspectives.**

Les missions hydrologiques réalisées sur le site de Ballandaz, font prendre conscience de la complexité du mouvement et des écoulements. Les mesures réalisées à l'inclinomètre peuvent mettre en évidence une surface basale de glissement d'ensemble comme cela a été suggéré, mais peuvent aussi témoigner d'accélération locales des couches supérieures de la masse en mouvement. Le mécanisme réel étant inconnu à ce jour, la question à laquelle nous devons répondre est simplement de bien choisir le signal hydrologique sur lequel nous devons caler notre modèle pour restituer le signal de déplacement disponible.

#### **Prise en compte de la masse d'eau variable, par un modèle linéaire**

Pour prendre en charge la complexité du glissement, nous allons considérer que l'activation du mouvement d'ensemble apparaît liée, plus qu'au signal d'apport lui-même (pluie + neige fondue), à la variation :

- ✓ de la masse d'eau en écoulement superficiel et hypodermique, **ou**
- ✓ de la masse d'eau dans la zone saturée (aquifère + nappe).

Dans ces deux tranches du terrain, l'écoulement se fait selon la pente. Elles sont reliées par la zone non saturée où l'eau progresse verticalement par infiltration.

Tenter de caler un modèle mécanique analytique de glissement visqueux sur un signal de précipitation n'était donc qu'une première approche. Une approche plus réaliste nécessiterait de prendre en compte l'existence de deux compartiments dans le terrain et de tester l'influence de ces deux masses d'eau.

Afin de valider cette idée, on a de nouveau analysé des données pour aller plus loin dans la relation entre déplacements et piézométrie, en commençant comme toujours par le modèle le plus simple.

Un modèle linéaire peut être proposé en égalant le rapport de ce volume d'eau sur le volume total du glissement et le rapport entre la vitesse calculée et la vitesse maximale mesurée, d'où la vitesse au jour  $i$ .

$$V_i = V_{\max} \times M_{\text{eau}}/M_{\text{sol}}$$

On considère donc une surcharge en eau entre la surface de glissement prise à -22 m et la hauteur de la nappe mesurée au sondage Pz-i4. Le volume de cette surcharge est donné par un triangle (Figure 61) compris entre le Doron et la verticale au point de sondage Pz-i4, dont le 3<sup>ème</sup> côté est la surface du niveau d'eau qui fluctue légèrement tous les jours.

La masse glissante totale est estimée entre l'arête au Doron et le niveau du terrain à la verticale du sondage Pz-i4. La section est considérée triangulaire (longueur du grand côté = 100 m et petit côté = 22 m) sur une largeur de glissement de 100 m. Avec une densité de  $2500 \text{ kg/m}^3$ , on obtient une masse totale de 275 000 000 kg.

La Figure 62 compare les valeurs des vitesses calculées d'après le piézomètre Pz9 (avec une valeur interpolée le 29/11/06), celles calculées d'après le piézomètre Pz-i4, et la vitesse calculée d'après les déplacements reportés en tête sur l'inclinomètre vrai I4 qui présente des fluctuations caractéristiques dans son signal de déplacement. On note que la concordance est meilleure avec un piézomètre situé quelques dizaines de mètres à l'aval du point de mesure des déplacements (comme Pz9 par rapport à l'inclinomètre I4) qu'avec un piézomètre situé au même point (Pz-i4).

Le signal piézométrique semble avoir un retard à la montée et une courte avance à la descente par rapport au signal des déplacements des capteurs. La concordance entre la vitesse de glissement (d'après le point Pt 104 et le Pt 109) et la vitesse calculée d'après le niveau piézométrique (respectivement Pz3 et Pz9) est très bonne entre janvier 2003 et juin 2005 mais en entrant dans la période de stabilisation du glissement, cette relation tend à disparaître (surtout point amont Pt 104) car le niveau piézométrique continue à connaître de larges fluctuations saisonnières. Le confortement de la route, en bloquant localement le glissement, a faussé le mécanisme et les relations qui existaient auparavant entre les paramètres hydriques et les déplacements.

L'observation faite avec I4 est confirmée : la concordance est meilleure avec un piézomètre situé à l'aval du point de mesure des déplacements (comme Pz9 par rapport au point Pt 109) qu'avec un piézomètre situé au même point (comme Pz3 pour Pt 104).

Cette observation, faite aussi sur le Pz11 par rapport au point Pt 119, est donc concluante pour ce glissement dans son contexte local particulier. Elle signifie que la piézométrie mesurée en un point dans le glissement est un témoin équivalent au déplacement mesuré à l'amont.

Cela confirme notre hypothèse selon laquelle le principal paramètre activateur du glissement est la masse d'eau qui sature le volume de terrain en mouvement.

Mais en même temps, la piézométrie apparaît, ainsi que le déplacement mesuré, comme un effet différé du mécanisme à l'œuvre dans le versant instable. Cela enlève donc à la piézométrie la valeur prédictive que l'on recherche.

Cette conclusion n'est pas généralisable à d'autres glissements de terrain. En effet, un point est à l'amont, le Pz-i4, et l'autre à l'aval, le Pz9, par rapport à la route. Il se pourrait que cette position relative vis-à-vis de l'ouvrage de confortement soit la principale explication des différences observées.

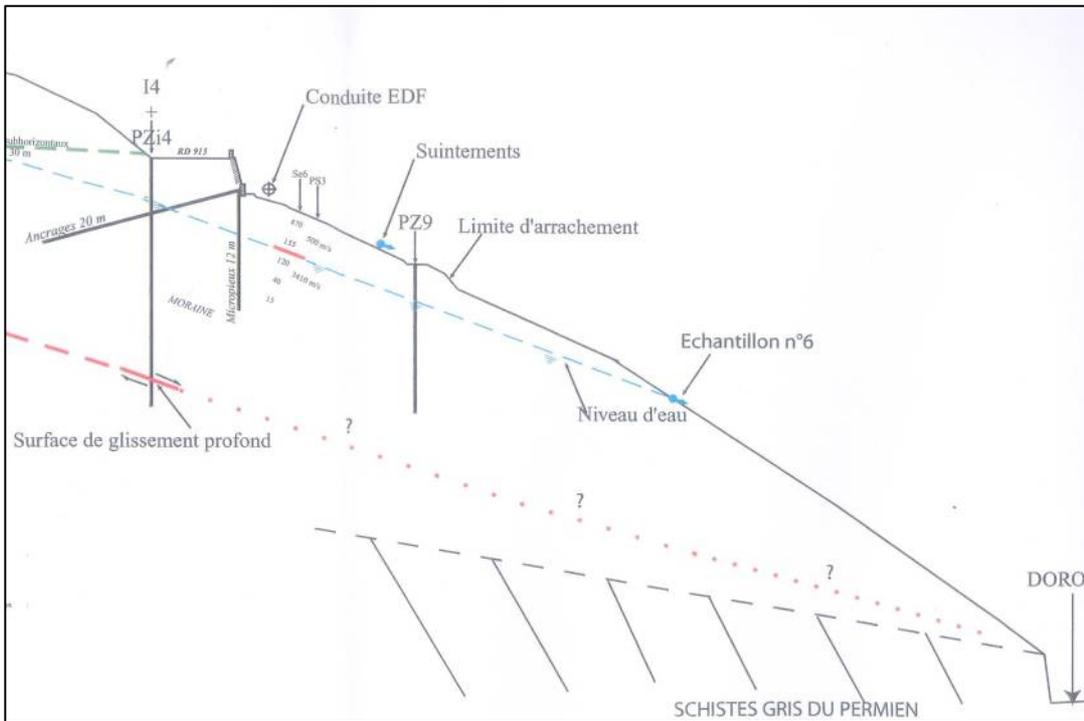


Figure 61 : Coupe schématique de la masse instable définie par sa surface de glissement et sa surface piézométrique.

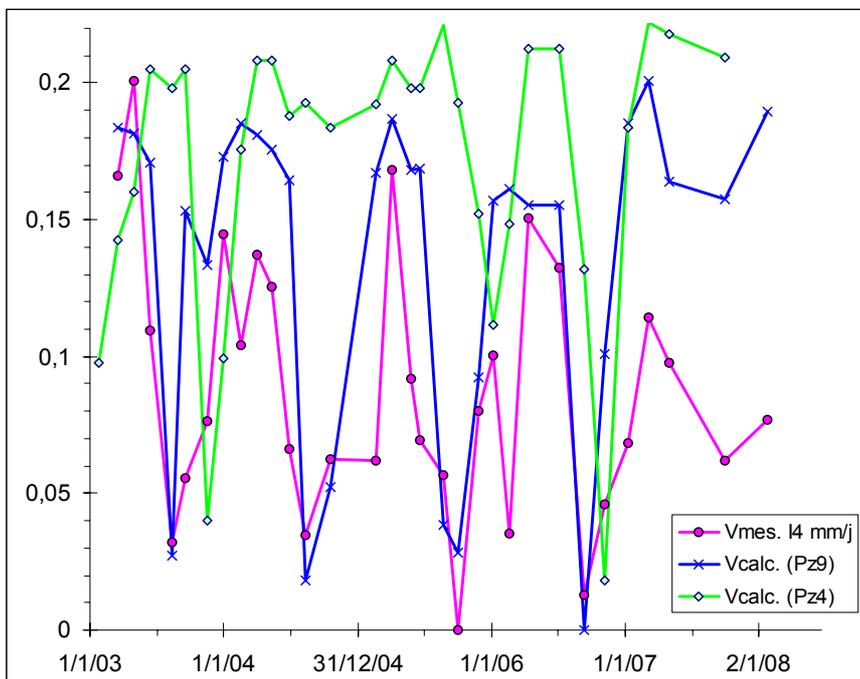


Figure 62 : Comparaison entre vitesse de glissement (d'après inclinomètre I4) et vitesse calculée d'après le niveau piézométrique (Pz9, Pz4).

## **Conclusion partielle de la section faisabilité de la surveillance**

La relation entre l'apport en eau et la vitesse d'un glissement est à nouveau confirmée de façon empirique mais elle reste difficile à établir analytiquement. Les modèles développés pour tenter de relier la pluviométrie aux mesures de déplacement des capteurs sur un versant instable sont bien souvent peu fiables. Calés généralement sur les premières accélérations du glissement, ces modèles ne suivent plus aussi fidèlement les nouveaux mouvements détectés. Les causes de cette difficulté sont complexes et rarement déterminées : ruptures internes, méconnaissance de la perméabilité et de la porosité, incertitudes sur les hauteurs d'eau efficaces, etc. La recherche d'un modèle analytique le mieux adapté au glissement demeure néanmoins le seul outil qui permette de donner une image de l'influence réelle des apports en eau sur l'évolution du glissement et de justifier toutes les mesures effectuées.

Comme c'est souvent le cas pour les glissements de terrain, les données accessibles sur le site de Ballandaz sont incomplètes et les lacunes de mesure liées à un problème de capteur ne peuvent pas être restaurées. Pour le modèle analytique-numérique de joint visqueux testé dans cette étude, ce sont surtout les données sur la hauteur de pluie et de neige fondue qui sont utiles. Les données disponibles sur le site du glissement ont été complétées par d'autres données obtenues à proximité du site afin d'effectuer un bon calage des paramètres du modèle.

Il apparaît que le modèle de joint visqueux ne permet de produire une corrélation entre la vitesse de glissement et les apports d'eau qu'en ce qui concerne leur moyenne sur une durée de quelques semaines. Les corrélations de plus courte durée ne sont pas traduites par la formulation actuelle du modèle visqueux.

Cette analyse démontre la nécessité de passer à un modèle mécanique simple prenant en compte la piézométrie et la masse en glissement. C'est cette démarche qu'il faudra suivre à l'avenir si nous voulons réussir à caler le modèle de glissement visqueux, à condition bien sûr d'avoir une série de données inclinométriques, pluviométriques et piézométriques assez longue et sans interruption.



### 3 Conclusion

Cette étude financée par le programme ANR-PGCU, avait pour ambition de mieux comprendre les phénomènes liés aux glissements de terrain en agissant sur 3 axes : (i) la détermination des structures internes impliquées, la caractérisation des grands ensembles litho/hydrologiques et l'inventaire des conditions aux limites, essentiellement de nature climatique, (ii) en mettant en œuvre des méthodes de simulation permettant d'isoler les zones instables tout en essayant de comprendre le rôle des courbes de saturation d'eau sur cette dynamique, (iii) de mettre en place un système de surveillance multicapteurs et d'utiliser ces données dans une approche de monitoring des régimes cinématiques.

Dans ce cadre SIGMA se devait d'utiliser les connaissances acquises récemment en matière de caractérisation, d'investigation et de surveillance pour développer une application intégrée sur un site-pilote unique : le versant de Ballandaz (73).

Dans le premier axe (Caractérisation hydro-morpho-structurale), les principaux résultats mettent en évidence :

- Le caractère hétérogène des matériaux et ce jusqu'à des profondeurs importantes (~45 m).
- La zone superficielle (0-20 m) est fortement altérée et sert de support aux écoulements d'eau selon un schéma très chenalisé avec de nombreuses pertes et résurgences; ces écoulements permettent à l'eau de se charger chimiquement depuis l'amont vers l'aval, en particulier en amont de la route grâce à la présence supposée d'une lentille de gypse.
- Le toit du *bedrock* (15-25 m) a une topographie très irrégulière et pourrait servir de base aux niveaux de glissement observés en partie aval ;
- De façon plus globale, la partie amont serait stable mais servirait de réservoir hydrique en alimentant les écoulements vers l'aval ; la partie aval, beaucoup plus active, subirait des fluctuations de nappes provoqués par ces arrivées d'eau, ce qui aurait pour conséquence de déstabiliser le pied de versant.

L'axe 2 consacré aux modélisations géomécaniques permet d'avoir une idée plus quantitative sur ce comportement. La première analyse étudie le travail du second ordre afin de localiser les zones instables suivant la position de la nappe phréatique. L'importance des fronts de saturation au sein des matériaux est vue en détail par une seconde série de simulations :

- L'impact des fluctuations de la nappe apparaît comme très important puisque une augmentation, même minime, de ce niveau peut déstabiliser le massif depuis son pied jusqu'à plusieurs centaines de mètres ;
- L'impact des courbes de rétention dans la zone non-saturée agissent sur les l'intensité des déplacements en surface.

On notera que ces outils numériques permettent d'estimer le degré de stabilité de la pente suivant des scénarii plus ou moins pessimistes d'évolution du climat (augmentation des précipitations, fonte des glaciers gris, etc).

L'axe 3 (Systèmes de surveillance multicapteurs) décrit finalement la mise en place d'un système multicapteurs (inclinomètre, piézomètres, capteurs PS, météo) et son exploitation dans le cadre d'un modèle analytique permettant de relier précipitations et mouvements du sol :

- Au niveau des signaux enregistrés temporellement par les capteurs, des corrélations sont observées entre l'intensité des précipitations et le signal PS. Cela permet de connaître l'emplacement au sein du réseau PS des écoulements majeurs causés par les pluies ;
- L'ouvrage est soumis à des mouvements importants qui mettent en péril son intégrité au niveau du tablier. La partie la plus active – et qui s'affaisse régulièrement – est localisée en aval de l'ouvrage ;
- Le modèle analytique met en évidence une corrélation entre précipitations et vitesses de déplacement, ce qui en fait un outil potentiel, une fois le calage entre ces deux signaux effectué et validé, pour surveiller la réponse du massif aux précipitations et participer à la surveillance et à la conception du confortement. Mais une nouvelle corrélation est démontrée, qui donne une piste de développement en modélisation : pour un signal de déplacement donné, on trouve un signal équivalent dans le niveau piézométrique quelques dizaines de mètres à l'aval.

De façon générale, le projet SIGMA a permis, de façon cohérente, d'organiser un travail de recherche et d'expertise autour d'un objet géologique à risque ou des enjeux sont présents. La pluridisciplinarité technique et thématique des équipes impliquées (géomorphologie, hydrogéologie, géotechnique, géophysique, mécanique) a été un atout pour identifier, tester et évaluer les outils et méthodes nécessaires à l'étude du site, la compréhension des phénomènes et à l'évaluation des risques potentiels. La confrontation des résultats avec d'autres équipes scientifiques à l'occasion des Journées Aléa Gravitaires a débouché sur une compilation de travaux similaires au niveau national dans le cadre d'un ouvrage qui pourra servir à l'avenir de manuel technique sur la thématique.

## 4 References

- Alfonsi P., 1997. Relation entre les paramètres hydrologiques et la vitesse dans les glissements de terrains. Exemples de La Clapière et de Séchilienne. *Revue Française de Géotechnique*, 79, pp 3-12.
- Bruno, F. and F. Martillier, 2000. Test Of High-Resolution Seismic Reflection And Other Geophysical Techniques On The Boup Landslide In The Swiss Alps. In *Surveys in Geophysics*, 21, 4, 335 – 350.
- Brunsdon, D., Ibsen, M.-L., 1996. *Mudslide*. In Dikau, R., Brunsdon, D., Schrott, L., Ibsen, M.-L. (Eds): *Landslide recognition: identification, movement and causes*. Wiley, Chichester, 103-119.
- Darnet M. and G. Marquis, 2003. Modelling Streaming Potential (SP) signals induced by water movement in the vadose zone. *J. Hydrol.* 285, 114-124.
- Darve, F. and Laouafa, F., 2000, Instabilities in granular materials and application to landslides. *Int. J. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, Vol. 5, n° 8, pp.627-652.
- Del Gaudio V.. & Wasowskil J., 2007. Directivity of slope dynamic response to seismic shaking. *Geophys. Res. Lett.*, 34, L12301.
- Feregotto, M., 2008, Apport de la méthode H/V du bruit sismique au glissement de terrain de ballandaz, Rapport de stage LGIT, Grenoble, France.
- Foerster E. and Modaresi H., 2003, 'Meshfree modeling of ground instabilities at finite strains'. 5th EuroMech Solid Mechanics Conference (5th ESMC-2003), Thessaloniki, Greece, August 17-22 (paper 90).
- Glade T., Stark P. & Dikau R.: Determination of potential landslide shear plane depth using seismic refraction—a case study in Rheinhessen, Germany.- *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. In press
- Godio A., Chiara P., Sambuelli L. 1996. Combined electrical investigation on a landslide. Second meeting Environmental and Engineering Geophysics, Nantes, 2-4 September, pp. 113-116.
- Gourry, J.C., 2006. Rapport de forage et installation de capteurs de surveillance sur le glissement de Ballandaz (Planay, 73). Rapport BRGM/RP-55272-FR, 71p.
- Grandjean, G., Penner, C., Bitri, A., Méric, O., Malet, J.-P. 2006. Characterization of the internal structure and the hydric state of clayey-marly landslides through geophysical tomography: example of the Super-Sauze earthflow. *Comptes Rendus Géosciences*, 338: 587-595.
- Grandjean, G., Malet, J.-P., Bitri, A., Méric, O., 2007. Geophysical data fusion by fuzzy logic for imaging the mechanical behaviour of mudslides, *Bulletin de la Société Géologique de France* 178(2),127-136.
- Grandjean G. and S.Sage, (2004). JaTS: a fully portable seismic tomography software based on Fresnel wavepaths and a probabilistic reconstruction approach. *Computers and Geosciences*, 30, 925-935.

- Hamadi K., Modaressi A., Darve F., 2008. Bifurcation and instability modelling by a multimechanism elasto-plastic model. *Anal. Methods in Geomechanics*, vol.32, n°5, pp.461-492..
- Hack, R., 2000. Geophysics for slope stability, *Surveys in Geophysics*, Kluwer Academic Ed. 21, 423-448.
- Jaboyedoff, M., E. Bardou, F. Baillifard, 2003. Incipient weathering and crushing as a potentially important mechanical effect for landslide behaviour. *Geophysical Research Abstracts*, 5,
- Kimber O.G., Allison R.J., Cox N.J., 1998. Mechanisms of failure and slope development in rock masses. *Trans. of the Inst. of British Geographers*, vol. 23, no. 3, 353-370.
- Kelly, G., 2001. Bayesian approaches to data fusion. *Mathematical Tools in Metrology*, vol.5", Series on advances in Mathematics for Applied Sciences vol. 57, P.Ciarlini, M.G.Cox, E.Filipe, F.Pavese and D.Richter (eds.). World Scientific, Singapore.
- Lagadec C. et Brel R. (2007). Indicateurs morphologiques de déplacement du glissement de terrain de Planay - Ballandaz (Savoie) et changements d'occupation du sol. Mémoire de travail en situation du master Pro Agire 'Aménagement et Gestion Intégrée des Ressources Environnementales', GEOPHEN, Université de Caen-Basse-Normandie, 55p.
- Lassachagne P., and M. Aubert, 1989. Etude des phénomènes de polarisation spontanée (PS) enregistrés dans un sol lors de transferts hydriques verticaux. *Hydrogéol.* 1, 7-17.
- Malet, J.-P., van Asch, Th.W.J., van Beek, L.P.H., Maquaire, O. 2005. Forecasting the behavior of complex landslides with a 2-5D spatially distributed hydrological model. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 2005-5: 1-15.
- Maquaire, O., Flageollet, J.-C., Malet, J.-P., Schmutz, M., Weber, D., Klotz, S., Albouy, Y., Descloîtres, M., Dietrich, M., Guérin, R., et Schott, J.-J., 2001. Une approche multidisciplinaire pour la connaissance d'un glissement-coulée dans les marnes noires du Callovien-Oxfordien (Super Sauze, Alpes-de-Haute-Provence, France). *Revue Française de Géotechnique*, 95/96, 15-31.
- Maquaire, O., Malet, J.-P., Remaître, A., Locat, J., Klotz, S., Guillon, J. 2003. Instability conditions of marly hillslopes: towards landsliding or gullying? The case of the Barcelonnette Basin, South East France. *Engineering Geology*, 70(1-2), 109-130.
- Meric O., Garambois S., Malet J.-P., Cadet H., Gueguen P. and D. Jongmans, 2007, Seismic-noise based methods for soft-rock landslides characterization, *Bull. Soc. Géol. France*, 2007, n 2, pages 137-148.
- Meric, O. D. Jongmans, S. Garambois, J. M. Vengeon and J. L. Chatelain, 2004. Geophysical investigations of the large gravitationnal mass movement of Sechilienne (Alps, France). *Geophysical Research Abstracts*, Vol. 6.
- Nakamura Y. 1989. A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on ground surface. – *Quat. Report. Railway. Tech. Res. Institute*, 30, 25-33.
- Polemio, M. and Trizzino, R. 1999. Hydrogeological, Kinematic and Stability haracterization of the 1993 Senerchia Landslide (Southern Italy). *Landslide News*, 12, 12-17.
- Pouya A., Leonard Ch., Alfonsi P., 2007. Modelling a viscous rock joint activated by rainfall: Application to the La Clapière landslide. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44, pp 120-129.
- Prunier, F., Laouafa, F., Lignon, S., Darve, F., 2009. Bifurcation modeling in geomaterials, from the second-order work criterion to spectral analyses, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 33(9), pp. 1169-1202.

- Sanchez, O., Gourry, J.C. Bitri, A. and G.Grandjean, 2007. Imagerie géophysique d'un glissement de terrain alpin. Journées Geofcan, Bony, Sept. 2007.
- Serratrice J.F. and Vallanchon H., 2006. Glissement de Ballandaz – Essais de laboratoire. Dossier N°24772.01, CETE Méditerranée, 31p.
- Schmidt M. & Glade T. (2003): Modelling climate change impacts for landslide activity: case studies from New Zealand.- *Climate Research*, 25: 135-150.
- Ushijima K., H. Kaieda and H. Mizunaga, 2000. 3D modeling and inversion of fluid flow tomography data. Proceedings World Geothermal Congress, Kyushu - Tohoku, Japan.
- Wathelet M., Jongmans D. and Ohrnberger M. 2004. – Surface wave inversion using a direct search algorithm and its application to ambient vibration measurements. – *Near Surf. Geophys.*, 2, 221-231.







**Centre scientifique et technique**  
3, avenue Claude-Guillemin  
BP 36009  
45060 – Orléans Cedex 2  
Tél. : 02 38 64 34 34